



TITLE:

塩害に着目した臨海コンクリート 構造物の設計・維持管理技術性評 価(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

松村, 卓郎

CITATION:

松村, 卓郎. 塩害に着目した臨海コンクリート構造物の設計・維持管理
技術性評価. 京都大学, 2003, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2003-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11206>

RIGHT:

塩害に着目した臨海コンクリート構造物の設計・維持
管理技術に関する研究

2003年3月

松 村 卓 郎

塩害に着目した臨海コンクリート構造物の設計・維持管理技術に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 構成	2
第2章 既往の研究	4
2.1 はじめに	4
2.2 鉄筋腐食の非破壊検査手法	4
2.2.1 鉄筋腐食を対象とした非破壊検査手法	4
2.2.2 交流インピーダンス法の原理および研究の現状	5
2.3 塩分による鉄筋腐食進行評価手法	11
2.3.1 森永の方法	11
2.3.2 梶田らの方法	13
2.3.3 関らの方法	14
2.3.4 鳥取の方法	15
2.3.5 各評価方法のパラメータの比較	16
2.4 高温下における塩化物イオンの浸透性状	17
2.4.1 コンクリートの塩化物イオン拡散係数の試験方法	17
2.4.2 コンクリートの塩化物イオン拡散係数	18
2.5 本研究の課題	23
第3章 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の適用性評価	30
3.1 はじめに	30
3.2 分極抵抗法を用いた鉄筋腐食検査法の適用	30
3.2.1 実験概要	30
3.2.2 分極抵抗法の適用性の検討	35
3.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の適用	41
3.3.1 交流インピーダンス法を用いた腐食検知実験	41
3.3.2 交流インピーダンス法の適用性の検討	44
3.4 自然環境における交流インピーダンス法の適用性評価	58
3.4.1 検討の概要	58
3.4.2 鉄筋コンクリートはり部材の海岸暴露実験	58
3.4.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食非破壊検査手法の適用性	61
3.5 本章のまとめ	86
第4章 鉄筋腐食進行評価手法の提案	90
4.1 はじめに	90

4.2	交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食モニタリング	90
4.2.1	鉄筋腐食モニタリング手法の提案	90
4.2.2	鉄筋腐食モニタリング手法の適用性評価	91
4.3	コンクリート中の鉄筋腐食速度評価実験	94
4.3.1	腐食速度評価実験の概要	94
4.3.2	腐食速度評価	97
4.4	腐食進行評価手法の提案	103
4.4.1	基本的な考え方	103
4.4.2	腐食速度の評価手法の提案	103
4.5	海岸に暴露した試験体の腐食進行評価	110
4.5.1	腐食進行評価の概要	110
4.5.2	腐食進行評価計算結果	113
4.6	既往の腐食速度評価式との比較	115
4.7	本章のまとめ	118
第5章	塩化物イオンの浸透と鉄筋腐食に与える温度の影響評価	120
5.1	はじめに	120
5.2	コンクリート中の塩化物イオンの浸透速度に与える温度の影響評価	120
5.2.1	塩分拡散試験装置の試作	120
5.2.2	拡散セル方式塩分拡散試験	123
5.2.3	浸漬方式塩分拡散試験	129
5.2.4	塩化物イオンの拡散係数に与える温度の影響評価	135
5.3	鉄筋腐食発生の限界塩分濃度に与える温度の影響評価	136
5.3.1	限界塩分濃度評価実験の概要	136
5.3.2	腐食発生の限界塩分濃度に与える温度の影響評価	137
5.4	本章のまとめ	142
第6章	臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計・維持管理手法の例示	144
6.1	はじめに	144
6.2	設計・維持管理手法の基本的な考え方	144
6.2.1	塩害に対する設計の基本的な考え方	144
6.2.2	塩害に対する維持管理の基本的な考え方	147
6.3	設計・維持管理手法の例示	151
6.3.1	設計の例示	151
6.3.2	維持管理の例示	155
6.4	本章のまとめ	158
第7章	結論	160
	謝辞	164

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

電力土木構造物は電力供給を支える重要なインフラストラクチャーである。とりわけ鉄筋コンクリート構造物は多くの発電所の基盤構造物として重要な役割を担っている。

電力会社などの電気事業は、これまで数多くの鉄筋コンクリート構造物を建設・蓄積してきた。基幹エネルギーである電力を今後も安定的に供給していくためには、これまで建設してきた構造物を適切にしかも経済的に維持管理していくことが必要である。このためには、維持管理業務に関わる一連の要素技術、すなわち、維持管理の第一歩である調査の方法、調査結果を評価する方法、補修・補強方法を省力化、合理化していくことが必要であり、さらには、これらの要素技術を組み合わせた合理的な維持管理方法の確立が重要になると考えられる。

火力・原子力発電所などの海水の影響を受ける臨海コンクリート構造物、例えば、栈橋、取水口、取水路、放水路、放水口などのコンクリート構造物では、塩分による鉄筋腐食、いわゆる塩害が生じる可能性があり、塩害を対象とした構造物の合理的な維持管理方法、ならびに設計方法を確立することが重要である。

鉄筋腐食の非破壊検査技術は、塩害の可能性のあるコンクリート構造物の現地調査業務を大幅に省力化し、結果の評価を合理化できるため、精度の高い手法の開発が望まれている。鉄筋腐食が電気化学的反応であることを利用して、近年、電気化学的手法と呼ばれる方法を用いた非破壊検査手法が適用されつつある。なかでも、交流インピーダンス法は鉄筋の腐食速度を推定する手法であり、劣化予測に必要な情報を得ることができる。しかし、従来、水溶液中での腐食評価に用いられてきた手法であることから、複合材料であるコンクリート中の鉄筋腐食への適用に際しては十分な検証が必要である。

一方、今後、鉄筋コンクリート構造物においては、予定の供用期間において構造物をどのように振る舞わせるかを考えた設計、いわゆるシナリオデザインが重要となる。すなわち、これまで、構造物の設計では、耐震設計などの主として空間的な設計を重視してきたが、今後は時間を軸とした性能の経年的な変化を考慮した設計、構造物が建設後どの時期にどのような性能を保有するのかを積極的にデザインしていくことが大きな方向性として示されている¹⁾。このシナリオデザインを実現させるためには、構造物の性能、ならびに、その基となる材料の性能の経年変化を評価する技術の開発が不可欠であると考えられる。これらの技術が実用化されて、はじめてコンクリート構造物のライフサイクルのシナリオを定量的にデザインすることが可能となり、LCC（Life Cycle Cost）あるいは、LCCに基づく LCM（Life Cycle Management）からの評価が行えるようになる²⁾。

鉄筋コンクリートの塩害はコンクリートへの塩分の浸透、鉄筋腐食の発生、進行、腐食によるひび割れの発生、腐食の著しい進行という過程で劣化が進むと考えられている。本来、臨海コンクリート構造物のシナリオデザインを行う場合、これらの過程の劣化程度に応じた安全性能を時間軸上で評価することが必要ではあるが、まだ、技術的に困難な場合が多い。そこで、

一つの方法として、腐食によるひび割れが生じた段階では、劣化が与える耐荷力、変形などの構造的な性能への影響は小さいことから、腐食によるひび割れの発生を劣化程度の一つの限界状態と考えることもできる。このひび割れの発生を限界状態として、この状態に至るまでの経年劣化の進行を時間の関数として評価できれば、構造性能に影響を与えない程度の劣化状態の期間を評価できることになる。すなわち、この期間における構造性能は基本的には劣化を考慮することなく、これまでと同様な方法で評価することが可能である。

ところで、鉄筋コンクリートの適用範囲は近年拡大しつつあり、従来の使用条件と大きく異なる条件で使用されるコンクリート構造物も、今後、増加することが十分に考えられる。例えば、原子力発電所の使用済み燃料を貯蔵する容器に鉄筋コンクリートを用いようとする研究も行われている。この場合、使用済み燃料の発熱によりコンクリートの使用温度が高温となることが予想され、高温下における耐久性評価も大きな課題となる。使用済み燃料の取り扱い上、貯蔵施設は海岸付近に立地することも予想され、このような構造物の設計に対しては、高温下の塩害評価技術が必要である。

以上から、本研究では臨海コンクリート構造物の塩害に着目し、非破壊検査手法としての交流インピーダンス法の適用性、鉄筋腐食によるひび割れが生じるまでの腐食進行評価手法、ならびに、高温下の塩分による鉄筋腐食に関する評価手法に関する調査、検討を行い、さらにこれらの要素技術を組み合わせて、塩害に対する構造物の維持管理方法ならびに設計方法について検討することを目的とした。

1.2 構成

本論文は全7章からなる。

第1章「序論」では、本研究の背景と目的を述べた。

第2章「既往の研究」では、本論文に関連する項目である鉄筋腐食の非破壊検査手法、塩分による鉄筋腐食進行評価手法、高温下における塩化物イオンの浸透性状について、既往の研究をとりまとめ、技術の現状を整理し、課題を明確にした。

第3章「交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の適用性評価」では、まず、鉄筋腐食検査法としての分極抵抗法の適用性を予備的に評価することを目的として、小型の試験体の腐食促進試験を行い、2種類の周波数を用いた分極抵抗法の適用性を評価した。次に、周波数を変化させた分極抵抗法である交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の促進環境における適用性を評価した。さらに、同じく交流インピーダンス法の自然環境での適用性を評価することを目的として、環境条件の異なる全国3地点に7年間暴露した同一仕様の試験体に対して交流インピーダンス法を適用し、非破壊検査手法としての適用性を評価した。

第4章「鉄筋腐食進行評価手法の提案」では、まず、精度の高い鉄筋腐食モニタリング手法として、通常コンクリート表面に設置する電極を鉄筋周囲に埋設する方式の交流インピーダンス法を提案し、精度を検証した。次に、コンクリート中の塩化物イオン濃度、かぶり、湿度をパラメータとした腐食速度評価実験を行い、埋設方式の交流インピーダンス法により腐食速度

をモニタリングした。実験結果に基づいて、これらのパラメータの影響を定量的に評価し、腐食速度評価式を提案した。さらに、提案した評価式を用いて、沖縄の海岸に5年間暴露した試験体の腐食量の経年変化を評価し、実測値と比較することにより適用性を評価した。

第5章「塩化物イオンの浸透と鉄筋腐食に与える温度の影響評価」では、まず、高温下でのコンクリート中の塩化物イオンの拡散係数を求める2種類の方式の試験装置を製作し、これらの装置を用いて、拡散係数に与える温度および水セメント比の影響を評価した。次に塩分を混入したコンクリート試験体を用いて、高温下での鉄筋腐食試験を行い、鉄筋腐食発生限界塩分濃度に対する温度の影響を評価した。

第6章「臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計・維持管理手法の例示」では、第3章から第5章で検討した鉄筋コンクリート構造物の塩害に対する要素技術と、既往の知見・技術を組み合わせて、臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計および維持管理の方法を具体的に例示した。次に、設計条件、あるいは調査結果のデータを仮定して、設計・維持管理のそれぞれの手順に沿った試算を行い、手順の成立性を検討した。

第7章「結論」では、第3章から第6章で得られた結論を総括し、本研究の結論とした。本研究の流れを図1.1に示す。

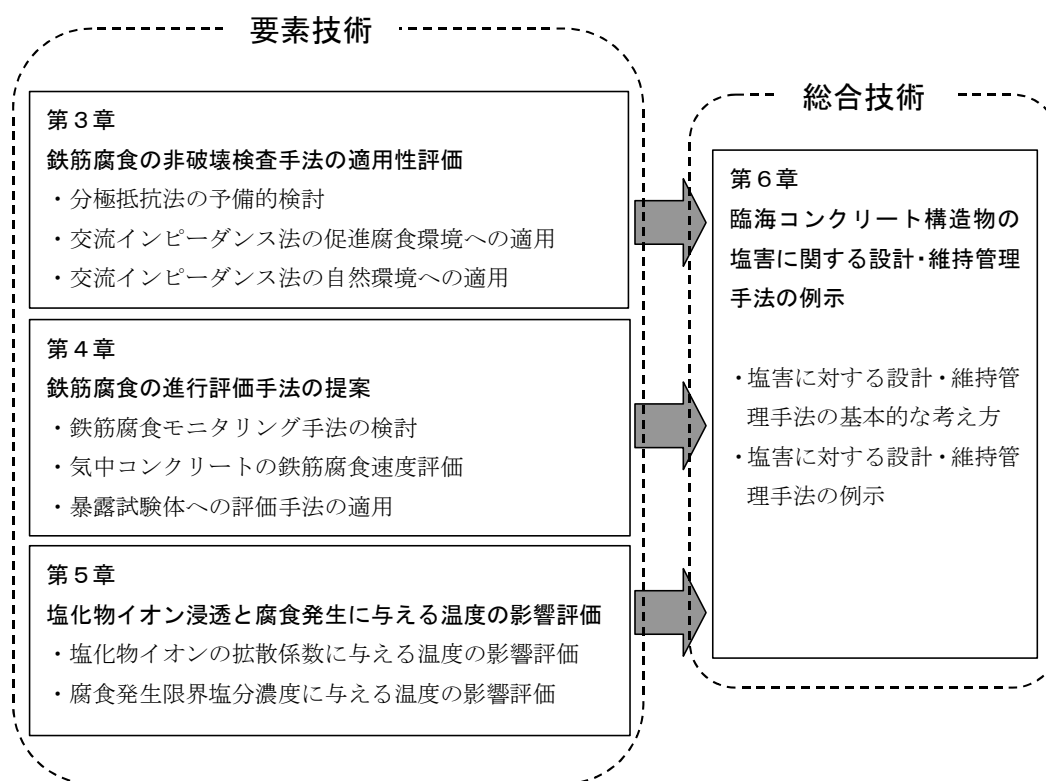


図 1.1 本研究の全体フロー

参考文献

- 1) 土木学会，コンクリートライブラリー104 2001年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕 制定資料，pp.6-7，2001
- 2) 宮川豊章：土木コンクリート構造物のためのシナリオ，セメント・コンクリート，No.632，pp.20-26，1999

第2章 既往の研究

2.1 はじめに

本章では、本研究に関連する項目について既往の知見を整理し、本研究における課題を明確にした。整理した項目は、①鉄筋腐食の非破壊検査手法、②塩分による鉄筋腐食進行評価手法、③高温下における塩化物イオンの浸透性状の3つである。鉄筋腐食の非破壊検査手法については、手法の種類、特徴、精度、課題を整理した上で、腐食速度を検知対象とする交流インピーダンス法の原理、適用性、課題について整理した。塩分による鉄筋腐食進行評価手法については、4種類の腐食進行評価手法の実験条件、仮定条件、評価式を整理し、各評価手法のパラメータの比較を行い、課題を整理した。高温下における塩化物イオンの浸透性状については、塩化物イオンの浸透性評価試験方法の種類、特徴、ならびに試験結果を整理し、課題を抽出した。

2.2 鉄筋腐食の非破壊検査手法

2.2.1 鉄筋腐食を対象とした非破壊検査手法¹⁾²⁾³⁾⁴⁾

現在研究・開発されている鉄筋腐食の検査法は、電気化学的手法と物理的手法に大別される。電気化学的手法は、コンクリート中の鉄筋腐食が電気化学的な現象であることを利用した方法で、電位や分極抵抗などの電気化学的な計測値から腐食を推定する方法である。なかでも、自然電位法と分極抵抗法は、最も検討が進んでおり、実用化への検討段階にある。また、異種金属腐食を利用したモニタリング法⁵⁾なども検討されている。一方、物理的手法には、X線透過法、AE（アコースティックエミッション）法、衝撃弾性波法、マイクロ波法などがあるが、未だ基礎的検討段階であり、実用化への可能性は未知数である。

自然電位法は、コンクリート表面から鉄筋の自然電位を測定し、測定された電位から鉄筋の腐食の有無を推定する手法である。測定に用いる機器が比較的簡易であり、測定値をそのまま用いて判定を行えるなど、方法が簡便なことが大きな利点である。しかし、表 2.2.1 に示すように、判定規準に不確定な範囲が存在する上に、腐食の有無という推定結果しか得られないため、得られる情報が定性的であり、精度の面からも十分とはいえない。このため、電位分布から腐食量を推定する方法も検討されている⁶⁾⁷⁾。例えば、宮川は電位分布を仮定して、マクロセル腐食の数値計算を行い、腐食電流に与えるアノード／カソード面積比の影響、かぶりの影響を検討している⁸⁾。

表 2.2.1 自然電位法による腐食評価に関する ASTM の規準⁹⁾

測定された電位の範囲	コンクリート中の鉄筋腐食の可能性
$-200\text{mV} < E$	90%以上の確率で腐食なし
$-350\text{mV} < E \leq -200\text{mV}$	不確定
$E \leq -350\text{mV}$	90%以上の確率で腐食あり

(電位は飽和硫酸銅電極基準)

一方、分極抵抗法は、鉄筋とコンクリート表面との間に微小な電流を流し、自然状態からの鉄筋の電位変化を測定し、電流と電位変化の比である分極抵抗を求め、腐食速度を推定する方法である。自然電位法が鉄筋腐食の有無を推定する方法であるのに対して、分極抵抗法は、腐食速度を定量的に推定する方法である。また、腐食速度を時間積分することにより、腐食量の推定も可能である¹⁰⁾¹¹⁾。電流や電圧の与え方により、各種の方法がある。電圧をステップ状に印加する定電位ステップ法¹²⁾¹³⁾、電流をステップ状に印加する定電流ステップ法¹⁴⁾¹⁵⁾、電流をサイクリックに増減させる微少電流サイクロボルタメトリー法¹⁶⁾、一定の電気量を与えて充放電特性を測定するクーロスタティック法¹⁶⁾、交流電流を用いる交流インピーダンス法などがある¹⁴⁾。

2.2.2 交流インピーダンス法の原理および研究の現状

(1) 交流インピーダンス法の概要

交流インピーダンス法は、コンクリート中の鉄筋の腐食速度を検知対象とした非破壊検知手法である。水溶液中の金属の腐食評価法として開発され¹⁷⁾、近年コンクリート中の鉄筋腐食の非破壊検知への適用が検討されている¹⁸⁾。交流インピーダンス法は、鉄筋とコンクリート表面との間に微小な交流電流を流してインピーダンスを測定し、周波数をパラメータとしたインピーダンス軌跡から、分極抵抗を判読し、この分極抵抗の値から鉄筋の腐食速度を推定する手法である。分極抵抗から腐食速度を推定するので、分極抵抗法的一种と言えるが、用いる電流が交流電流であることから特に交流インピーダンス法と呼ばれている。

交流インピーダンス法の特徴として、低周波数のデータを得ようとするほど、測定に長時間を要するという欠点があるが、原理的にはコンクリートの抵抗を除去し、分極抵抗だけを測定することが可能であるため、高精度の検知手法となり得る可能性を有している¹⁹⁾。測定時間を短縮する方法としては、2点の周波数から分極抵抗を推定する方法²⁰⁾²¹⁾などが提案されている。

なお、最近では、交流インピーダンス法を用いて、高周波数側のインピーダンス特性からセメントの水和反応の進行を評価する試みも行われている²²⁾²³⁾²⁴⁾。

(2) 腐食速度と分極抵抗²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾

金属材料の腐食反応は、ほとんどの場合が金属のアノード酸化反応（酸化物、水酸化物、水和イオンの生成など）と環境中の酸化剤のカソード還元反応（水素の発生、酸素の還元など）が同時に進行する電気化学反応である。

電極上での電気化学反応の速度は電流で、反応の駆動力の指標は電位差で表される。今、次のような金属の溶解反応（アノード反応）があるとする。



図 2.2.1 に示すように、この電極のアノード電流 i_a と電位 E との関係は、電極表面に濃度勾配のない場合、すなわち反応が電荷移動に律速される場合には、電極反応速度論から次のように与えられる。

$$i_{a,1} = i_{0,1} \exp \{ \alpha_1 n_1 F(E-E_{0,1})/RT \} \quad (2.2.2)$$

ここに、 $E_{0,1}$ は反応の平衡電位、 $i_{0,1}$ は平衡電位 $E_{0,1}$ における交換電流、 F , R , T はファラデー一定数、気体定数、絶対温度である。 α_1 は反応の機構によって決まる定数 ($0 < \alpha < 1$) で、透過係数あるいは遷移係数と呼ばれている。

一方、式(2.2.1)の逆反応については、カソード電流 i_c は次式のように与えられる。

$$i_{c,1} = i_{0,1} \exp \{ -(1-\alpha_1) n_1 F(E-E_{0,1})/RT \} \quad (2.2.3)$$

したがって、反応速度 $i_{ex,1}$ は、式(2.2.2)と式(2.2.3)の電流の向きが逆であることを考慮して次式で表される。

$$\begin{aligned} i_{ex,1} &= i_{a,1} - i_{c,1} \\ &= i_{0,1} [\exp \{ \alpha_1 n_1 F(E-E_{0,1})/RT \} - \exp \{ -(1-\alpha_1) n_1 F(E-E_{0,1})/RT \}] \end{aligned} \quad (2.2.4)$$

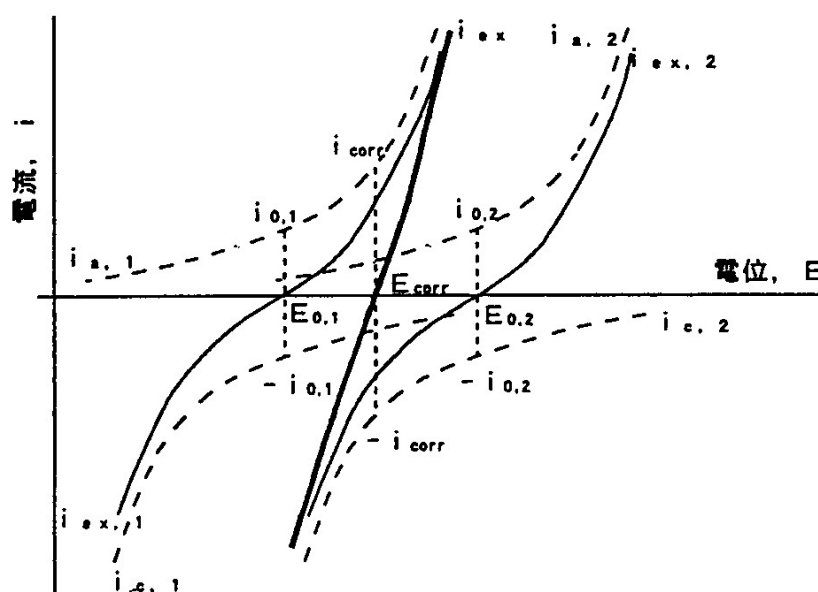


図 2.2.1 腐食系の電流－電位曲線の概念図

$E=E_{0,1}$ (平衡電位) では、式(2.2.2)、式(2.2.3)において、 $i_{a,1}=i_{c,1}=i_{0,1}$ となり、式(2.2.4)においては $i_{ex,1}=0$ となる。これは、 $E=E_{0,1}$ では式(2.2.1)の反応とその逆反応が同じ電極上で同じ速度 $i_{0,1}$ で起こり、みかけ上反応が進行していないことを示している。

腐食においては、式(2.2.1)に代表されるアノード反応と、次に示すカソード還元反応が同時に起こる。



カソード還元反応は酸化体を Ox 、還元体を Red として便宜上次式のように表される。



この反応による電流－電位関係も式(2.2.4)と同様に次式のように表される (図 2.2.1 参照)。式中では式(2.2.4)と区別するため添字 2 を付けた。

$$i_{ex,2} = i_{0,2} [\exp \{ \alpha_2 n_2 F(E-E_{0,2})/RT \} - \exp \{ -(1-\alpha_2) n_2 F(E-E_{0,2})/RT \}] \quad (2.2.8)$$

腐食の生じている試料に外部より電流 i_{ex} を流すと、式(2.2.4)と式(2.2.8)の両反応が影響を受けるために、 i_{ex} は次式で表される。

$$i_{ex} = i_{ex,1} + i_{ex,2} \quad (2.2.9)$$

電極は巨視的には同一の電位でなければならない。また、通常の腐食反応では $E_{0,1}$ と $E_{0,2}$ の値が大きく異なるため、それぞれの逆反応（式(2.2.4)の第2項、式(2.2.8)の第1項）を無視することができる。したがって、式(2.2.9)は次式のようになる。

$$i_{ex} = i_{0,1} \exp \{ \alpha_1 n_1 F(E - E_{0,1}) / RT \} - i_{0,2} \exp \{ -(1 - \alpha_2) n_2 F(E - E_{0,2}) / RT \} \quad (2.2.10)$$

$E = E_{corr}$ （腐食電位）では、外部に電流は流れない（ $i_{ex} = 0$ ）が、

$$i_{0,1} \exp \{ \alpha_1 n_1 F(E_{corr} - E_{0,1}) / RT \} = i_{0,2} \exp \{ -(1 - \alpha_2) n_2 F(E_{corr} - E_{0,2}) / RT \} = i_{corr} \quad (2.2.11)$$

の速度でアノード、カソード反応が生じている。すなわち、腐食速度 i_{corr} で金属が腐食していることになる。式(2.2.11)を式(2.2.10)に代入すれば、次式が得られる（図 2.2.1 参照）。

$$\begin{aligned} i_{ex} &= i_{corr} \left[\exp \{ \alpha_1 n_1 F(E - E_{corr}) / RT \} - \exp \{ -(1 - \alpha_2) n_2 F(E - E_{corr}) / RT \} \right] \\ &= i_{corr} \left[\exp \{ \alpha_1 n_1 \phi \eta \} - \exp \{ -(1 - \alpha_2) n_2 \phi \eta \} \right] \end{aligned} \quad (2.2.12)$$

ここに、 $\phi = F/RT$, $\eta = E - E_{corr}$

いま、腐食電位にある系に外部から $\Delta \eta$ を与えたとき、 Δi の電流が流れたとすると、式(2.2.12)より電流と電位の関係は次式で表される。

$$\Delta i = i_{corr} \left[\exp \{ \alpha_1 n_1 \phi \Delta \eta \} - \exp \{ -(1 - \alpha_2) n_2 \phi \Delta \eta \} \right] \quad (2.2.13)$$

指数項を $\eta = 0$ のまわりに Taylor 展開し、2 次以上の項を無視すると次式となる。

$$\Delta i = i_{corr} \{ \alpha_1 n_1 + (1 - \alpha_2) n_2 \} \phi \Delta \eta \quad (2.2.14)$$

変形して、次式を得る。

$$\Delta i / \Delta \eta = 1/R_p = i_{corr} \{ \alpha_1 n_1 + (1 - \alpha_2) n_2 \} \phi \quad (2.2.15)$$

ここに、 R_p は分極抵抗と呼ばれ、この場合は腐食反応抵抗を表している。式(2.2.15)は時間依存の項を含まないので、電気回路における抵抗と等価である。したがって、腐食電流 i_{corr} は分極抵抗 R_p と次式の関係がある。

$$\begin{aligned} i_{corr} &= 1 / \{ \alpha_1 n_1 + (1 - \alpha_2) n_2 \} \phi \times 1/R_p \\ &= K/R_p \end{aligned} \quad (2.2.16)$$

ここに、 i_{corr} : 腐食電流 (A/cm²)

K : 換算係数 (V)

R_p : 分極抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}^2$)

K は換算係数であり、通常は実験により求められる。すなわち、分極抵抗の逆数に換算係数 K を乗じた値が腐食電流であり腐食速度を表している。コンクリート中の鉄筋の K 値については、鉄筋が活性状態の場合 $K=0.026\text{V}$ 、不動態の状態の場合 $K=0.052\text{V}$ との報告¹¹⁾²⁸⁾、亜硝酸イオンを含有する場合に $K=0.052\text{V}$ との報告²⁹⁾、70℃の海水への浸漬・15℃の気中乾燥の繰り返し条件の場合に $K=0.033\text{V}$ ³⁰⁾ との報告、 $K=0.017 \sim 0.050\text{V}$ 程度との報告¹⁾³¹⁾があるが、十分に明らかにされていない。

腐食電流の腐食速度への変換は、例えば、ファラデーの第2法則を用いて、鉄が全て2価の

イオンになると仮定した次式を用いる方法がある³¹⁾。

$$i_{\text{corr}}/Fa = V/(M/2) \quad (2.2.17)$$

ここに、 Fa ：ファラデー定数（96500 クーロン）

M ：Feの原子量（55.8）

V ：腐食速度（ $\text{g}/\text{cm}^2 \text{ sec}$ ）

(3) 腐食等価電気回路モデルとインピーダンス²⁵⁾³²⁾

電極／溶液界面は、いわゆる異種相の接触面となるために、電極側と溶液側にそれぞれ反対符号をもつ電荷が蓄積し、一種のコンデンサー（電気二重層）が形成される。電極上での電気化学反応は、この電気二重層を横切る電荷（電子）の移行反応が重要な過程の一つであり、先の腐食反応抵抗はこの反応の生じにくさを表している。この電極／溶液界面を電氣的等価回路で表すと、図 2.2.2 のように、電気二重層容量 C と腐食抵抗（分極抵抗） R_p の並列回路となる。ここで、 $R_{s.o.1}$ は溶液抵抗と呼ばれる抵抗で、試料と対極の間に存在する溶液のもつ抵抗である。

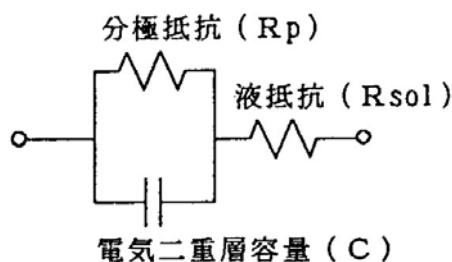


図 2.2.2 電極系の最も単純な等価電気回路モデル

交流理論によれば、容量 C のコンデンサーの両極に電荷 $\pm q$ が蓄えられているとき、両極間の電位差 V は、次式で与えられる。

$$V = q/C \quad (2.2.18)$$

片方の極の電荷が Δq 変化すると、もう片方の極の電荷は静電誘導により $-\Delta q$ 変化する。すなわち、電荷がコンデンサーを通り抜けたと同じことになり、その電流 I は次式で与えられる。

$$I = dq/dt \quad (2.2.19)$$

式(2.2.18)、式(2.2.19)より、

$$I = dq/dt = C dV/dt \quad (2.2.20)$$

となり、積分形は、次式で与えられる。

$$V = 1/C \int I dt \quad (2.2.21)$$

コンデンサー C に交流電圧 $V = V_0 \sin \omega t$ (V_0 は振幅、 ω は角周波数 $\omega = 2\pi f$) を加えたときの電流 I_c は、次式で表される。

$$V_0 \sin \omega t = 1/C \int I_C dt \quad (2.2.22)$$

両辺を微分して、

$$\omega V_0 \cos \omega t = 1/C \int I_C$$

$$I_C = \omega C V_0 \cos \omega t = \omega C V_0 \sin(\omega t + \pi/2) \quad (2.2.23)$$

これは、C を流れる電流は、電圧より $\pi/2$ 位相が進み、C の周波数 $\omega/2\pi$ の交流に対するインピーダンスは $1/\omega C$ であることを示している。インピーダンスを複素平面上でベクトルとして表示する複素インピーダンスで表すと、コンデンサーCのインピーダンスは、

$$Z_C = 1/j\omega C \quad (j=-1^{1/2}) \quad (2.2.24)$$

となり、複素平面上では、図 2.2.3 のように虚数軸上にプロットされる。

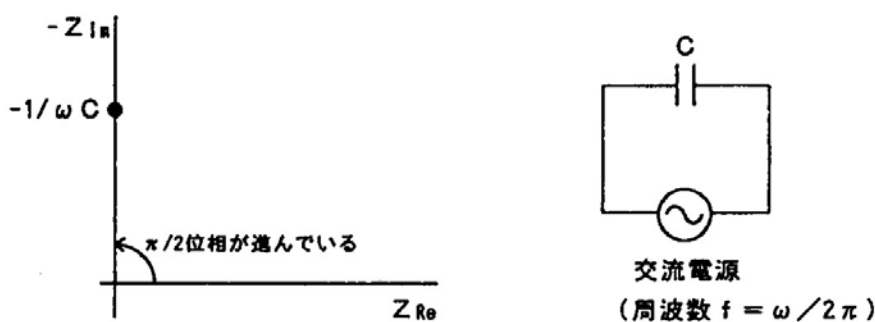


図 2.2.3 コンデンサーCのインピーダンスの複素平面表示

2つ以上の複素インピーダンスが直列または並列に接続されている場合には、抵抗の直列または並列接続と同じようにあつかってよいので、図 2.2.2 に示す等価回路の合成インピーダンスは次のようになる。

$$Z = R_{sol} + 1/(1/R_p + j\omega C) = R_{sol} + R_p/(1 + j\omega C R_p) \quad (2.2.25)$$

Z を実数部と虚数部に分けると、次式のようになる。

$$Z = Z_{Re} + jZ_{Im}$$

$$Z_{Re} = R_{sol} + R_p/(1 + \omega^2 C^2 R_p^2)$$

$$Z_{Im} = \omega C R_p^2/(1 + \omega^2 C^2 R_p^2) \quad (2.2.26)$$

ω を変化させたときの合成インピーダンスの軌跡は、式(2.2.26)から ω を消去することにより得られる。

$$(Z_{Re} - R_{sol} - R_p/2)^2 + Z_{Im}^2 = (R_p/2)^2 \quad (2.2.27)$$

すなわち、図 2.2.4 に示すように、半径 $R_p/2$ 、中心座標 $(R_{sol} + R_p/2, 0)$ の半円になる。よって、測定されたインピーダンスを複素平面上に周波数をパラメータとしてプロットすることにより、 R_p 等の回路定数を求めることができる。インピーダンスのこのような表示方法は、電気化学、腐食の分野では Cole-Cole プロットと呼ばれている。

図 2.2.2 は最も単純な腐食等価電気回路モデルであるが、この他にも、物質の拡散移動抵抗を Warburg インピーダンスと呼ばれるインピーダンス成分で表した等価電気回路モデル³³⁾等がある。また、コンクリート中の鉄筋の腐食等価電気回路モデルについても、鉄筋の酸化皮膜を考慮したモデル³⁴⁾、アノード反応とカソード反応を分離したモデル³⁵⁾、コンクリート、コンクリート鉄筋の界面、鉄筋腐食のそれぞれの電気特性成分が直列に接続されたモデル³⁶⁾などが提案されているが、未だ十分に検証されているとは言えない。

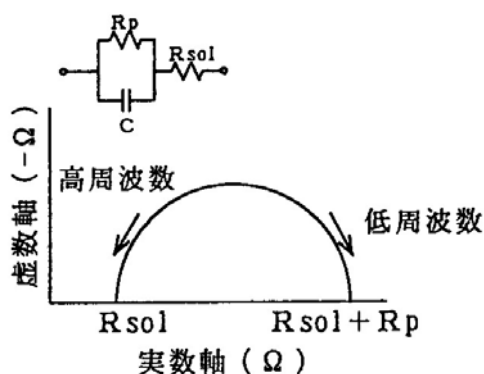


図 2.2.4 最も単純な等価電気回路モデルの Cole-Cole プロット

(4) 交流インピーダンス法の鉄筋腐食への適用

海岸に隣接した暴露構造物の腐食評価についての報告³⁷⁾、室内促進試験による腐食評価実験についての報告²¹⁾では、交流インピーダンス法についての検討結果が報告されている。これによると、2種類の周波数を用いてインピーダンスを測定し、分極抵抗と腐食状態（腐食面積率）を比較した結果、分極抵抗と腐食面積率との間には相関関係があり、腐食程度の定量的評価が可能であることが示されている。また、埋め込んだ鉄筋を電極として用いた交流インピーダンス法についての報告³⁸⁾、メキシコでの暴露試験の報告³⁹⁾では、分極抵抗の逆数と、腐食減量から求めた腐食電流との間に相関関係が認められ、腐食速度ならびに腐食量を検知する有力な指標となることが確認されている。

一方、コンクリート表面に電極を設置してインピーダンスを測定すると、電極直下部分の鉄筋以外にも電流が流れ、得られたデータがどの範囲の鉄筋の情報なのか明確ではないことが指摘されている。この電流の広がりの影響を除去するために、2重の電極を用いた検討も行われている⁴⁰⁾⁴¹⁾⁴²⁾⁴³⁾。

以上のように、鉄筋腐食の検知手法として交流インピーダンス法の有用性は次第に明らかにされつつあるが、本来の検知対象である腐食速度を十分な精度で定量的に評価した例は少なく、腐食速度検知法としての適用性については十分に検討されていないのが現状である。

2.3 塩分による鉄筋腐食進行評価手法

鉄筋腐食の進行評価方法については、Bazan⁴⁴⁾、関ら⁴⁵⁾の鉄筋腐食の電気化学的なモデル化についての検討、大住ら⁴⁶⁾の鉄筋への酸素の供給・消費に着目したモデル化の方法、森永⁴⁷⁾、桝田ら⁴⁸⁾、鳥取⁴⁹⁾の実験結果に基づく評価方法などがある。しかし、これらの方法の中には、コンクリートの含水程度、酸素の拡散係数、アノードとカソードの面積比など、必要な物性値が容易には得られないため、構造物への適用がそのままでは困難なものもある。ここでは比較的適用が容易と考えられる4つの方法についてその概要を整理した。

2.3.1 森永の方法⁴⁷⁾

(1) 実験の概要

①材料要因の影響評価実験

予め塩分を混入した試験体の4～10年間の屋外（江東区越中島）暴露試験を行い、経過年数と腐食量の関係から、主として材料的な要因と腐食速度との関係进行评估した。使用した鉄筋は丸鋼（黒皮なし）である。ただし、かぶりに応じて暴露期間を変えており、また、経時的な腐食量の変化は測定していない。

②環境要因の影響評価実験

塩分を含むセメントペースト（W/C=50%）で鉄筋をコーティング（約1mm厚）した試験体を約8年間、温度、湿度、酸素濃度などの異なる環境に暴露し、経時的に腐食減量を測定することにより、主として環境的な要因と腐食速度との関係进行评估した。使用した鉄筋はΦ9mm丸鋼（黒皮なし）である。

(2) 実験要因

①材料要因の影響評価実験

実験要因は、表2.3.1に示すように、コンクリートの種類（普通、軽量）、水セメント比（40～70%）、塩分濃度（練り混ぜ水に対するNaClの濃度で0～3.0%）、鉄筋の方向（水平、鉛直）、鉄筋径（9, 25mm）、かぶり（4～37mm）である。

②環境要因の影響評価実験

実験要因は、表2.3.2に示すように、温度（20, 40℃）、湿度（R.H.0～100%）、酸素濃度（0～20%）である。

表 2.3.1 森永の材料要因の影響評価実験の要因

要 因	水 準
コンクリートの種類	普通、軽量
水セメント比(%)	40, 55, 70
塩分濃度（練り混ぜ水に対する NaCl の濃度%）	0, 0.1, 0.5, 1.0, 1.5, 3.0 (0.112, 0.558, 1.117, 1.675, 3.350) ※
鉄筋の打ち込み方向	水平筋, 鉛直筋
鉄筋径(mm)	9, 25
かぶり(mm)	9mm 筋 : 4, 6, 9, 12, 16, 22, 29, 37 25mm 筋 : 5, 8, 13, 20, 27, 37

※ () 内は、コンクリートに対する Cl^- の濃度 (kg/m^3)

表 2.3.2 森永の環境要因の影響評価実験の要因

要 因	水 準
温度 ($^{\circ}\text{C}$)	20, 40
湿度 (R.H.%)	0, 51, 62, 100
酸素濃度 (%)	0, 0.46 (40 $^{\circ}\text{C}$ 水中), 0.62 (20 $^{\circ}\text{C}$ 水中), 10, 20
ペースト中の塩分濃度（練り混ぜ水に対する NaCl の濃度%）	0, 0.1, 0.5, 1.0, 1.5, 3.0

(3) 評価式

材料要因の影響評価実験の結果、腐食速度は鉄筋径に比例し、かぶりの 2 乗に反比例した。また、塩分濃度の増大と線形関係にあり、水セメント比の 2 乗と線形関係にあった。これらの結果から暴露環境における腐食速度 q_{11} の評価式を提案している。なお、腐食によりひび割れが生じた試験体の腐食速度は著しく大きいため、評価式の算出には用いられていない。

$$q_{11} = \frac{d}{C^2} \left(-0.51 - 7.60 \cdot N + 44.97 \cdot (W/C)^2 + 67.95 \cdot N \cdot (W/C)^2 \right) \quad (2.3.1)$$

ここに、 q_{11} : 温度 15 $^{\circ}\text{C}$ 、湿度 69%、酸素濃度 20%における腐食速度 ($\times 10^{-4} \text{g/cm}^2/\text{year}$)

d : 鉄筋径 (mm)

C : かぶり (mm)

N : 練混ぜ水に対する NaCl としての塩分濃度 (%)

W/C : 水セメント比 (%/100)

また、環境要因の影響評価試験の結果、一定環境における腐食速度は、時間に依らず一定であり、塩分濃度、温度、湿度、酸素濃度の増大は何れも腐食速度を増大させた。これらの結果から次式を提案している。

$$q_{12} = 2.59 - 0.05 \cdot T - 6.89 \cdot H - 22.87 \cdot O - 0.99 \cdot N + 0.14 \cdot T \cdot H + 0.51 \cdot T \cdot O + 0.01 \cdot T \cdot N + 60.81 \cdot H \cdot O + 3.36 \cdot H \cdot N + 7.32 \cdot O \cdot N \quad (2.3.2)$$

ここに、 q_{12} : ペーストコーティング鉄筋の腐食速度 ($\times 10^{-4} \text{g/cm}^2/\text{year}$)

T : 温度 (°C)

H : 湿度に関する項 [$H = (RH - 45) / 100$]

RH : 相対湿度(%)

O : 酸素濃度 (%/100)

N : 練混ぜ水に対する NaCl としての塩分濃度 (%)

これらの式から、腐食速度評価式として次式を提案している。

$$q_1 = q_{11} \times \frac{q_{12}}{q_{12}'} \quad (2.3.3)$$

ここに、 q_1 : 腐食速度 ($\times 10^{-4} \text{g/cm}^2/\text{year}$)

q_{12}' : 温度 15°C, 湿度 69%, 酸素濃度 20%におけるペーストコーティング鉄筋の腐食速度 ($= 0.56528 + 1.4304 \cdot N \times 10^{-4} \text{g/cm}^2/\text{year}$)

2.3.2 梶田らの方法⁴⁸⁾

(1) 実験の概要

予め塩分を混入した試験体の9年間の屋外（つくば市）暴露試験を行い、2, 4, 9年経過時の腐食量を測定し、経過年数と腐食量との関係から腐食速度を評価した。ただし、暴露試験に供する前に試験体の中性化促進試験を行い、コンクリート表面から約15mmの深さまで予め中性化させた試験体を用いている。使用した鉄筋はΦ13丸鋼（SR24、黒皮付き）である。

(2) 実験要因

実験要因は、表2.3.3に示すように、塩化物量（細骨材に対するNaCl質量%、0～1.0%）、水セメント比（50～65%）、かぶり（15～40mm）である。

表 2.3.3 梶田らの実験の要因

要 因	水 準
塩化物量（細骨材に対するNaCl質量%）	0, 0.1, 0.3, 0.5, 1.0 (0, 0.5, 1.5, 2.5, 5.0) ※
水セメント比 (%)	50, 55, 60, 65
かぶり (mm)	15, 20, 30, 40

※ () 内は、コンクリートに対する Cl^- の濃度の推定値 (kg/m^3)

(3) 評価式

実験の結果、鉄筋の腐食速度は、塩化物量、水セメント比の増加にともなって概ね直線的に増大し、かぶりの平方根に概ね反比例した。実験結果を重回帰分析し、次式を求めている。なお、一部腐食によるひび割れが発生したものも認められたが、腐食速度への影響は小さいとしている。

$$q_2 = \frac{1}{\sqrt{C}} (2.89 \cdot NaCl + 0.023 \cdot W/C - 1.52) \quad (2.3.4)$$

ここに、 q_2 : 腐食速度 (%/year) (質量減少率)

NaCl : 塩化物量 (%) (NaCl/細骨材換算)

W/C : 水セメント比 (%)

C : かぶり (mm)

2.3.3 関らの方法⁴⁵⁾

(1) モデル化の概要

鉄筋の腐食機構を次のようにモデル化する。

- ①鉄筋の腐食形態はカソード支配とする。
- ②酸素の透過は Fick の拡散法則に従うものとし、酸素の拡散係数および表面濃度は一定とする。
- ③コンクリート中の酸素濃度の初期値はゼロとする。
- ④鉄筋表面とコンクリートの間には、コンクリート中の空隙の飽和度 (含水率) にしたがってキャピラリー水が存在している。
- ⑤鉄筋表面に達した酸素はその大部分が鉄筋を通過するが、一部は溶存酸素として水に溶ける。
- ⑥溶存酸素および電流に関して質量保存則、Faraday の法則が成立する。
- ⑦鉄筋上のカソードとアノードの面積比は、時間とともに減少する。
- ⑧鉄筋を通過した酸素は、鉄筋の腐食には一切関与しない。
- ⑦鉄筋の腐食機構に対して塩化物イオンの影響はないとする。

(2) 評価式

上記の仮定の下、鉄筋の腐食速度の評価式を誘導している。

$$Fr = \frac{k^A}{k^C} \cdot \frac{C}{A} \cdot (\kappa \cdot D_0 \frac{dC_0(L,t)}{dx})$$

$$C/A = \alpha \cdot \exp(-\beta \times T) \quad (2.3.5)$$

ここに、Fr : 腐食速度

k^A : 電流密度を錆生成速度に変換する電気化学当量 ($=5.55 \times 10^{-4} \text{g/クーロン}$)

k^C : 電流密度を酸素消費速度に変換する電気化学当量 ($=8.29 \times 10^{-5} \text{g/クーロン}$)

C/A : カソードとアノードの面積比

κ : 水中に溶ける酸素の割合を示す係数 ($=0.03 \times S/100$, S は飽和度)

D_0 : 気体状態の酸素の拡散係数 (m^2/sec)

$C_0(L, t)$: 鉄筋位置での浸透開始からの時間 t における酸素の濃度

L : かぶり

α, β : アノードとカソードの面積の時間的な変化を表すパラメータ

T : 経過時間 (年)

そして、酸素濃度 $C_0(L, t)$ は、次式により求められるとしている。

$$C_0(L, t) = C^S \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{L}{2\sqrt{D_o \cdot t}} \right) \right) \quad (2.3.6)$$

ここに、 C^S : 酸素のコンクリート表面濃度 (0.26kg/m^3)

2.3.4 鳥取の方法⁴⁹⁾

(1) 検討の概要

梶田らの実験結果を参考に、次の方針の基に、森永のデータを用いて修正式を提案している。

- ①一般構造物のかぶりを対象とする観点から、かぶり 10mm 以上のデータのみを用い、腐食速度はかぶりの平方根に反比例するものとする。
- ②腐食速度と鉄筋径は無関係とする。
- ③腐食ひび割れが生じてても腐食速度は変化しないと考え、森永が評価式の導出の際に用いなかったデータも含めて再評価する。
- ④水平筋と鉛直筋では腐食速度がやや異なるので、水平筋のみのデータを用いる。
- ⑤水セメント比が 40% の場合の腐食速度は非常に小さいので、これらのデータは除く。したがって、修正式の適用範囲は水セメント比が 55～70% の範囲となる。
- ⑥塩化物イオン量が $0 \sim 1.117\text{kg/m}^3$ の範囲での腐食速度の変化は僅かであるため、 1.117kg/m^3 以上のデータを用いる。これは、一般に鉄筋が腐食する塩化物イオン量のしきい値が 1.2kg/m^3 とされていることとも整合する。

b. 評価式

腐食速度をかぶりの平方根の逆数、水セメント比、塩化物イオン量の線形式により表されるとして、次の重回帰式を求めている。

$$q_5 = \frac{10^{-3}}{\sqrt{C}} \left(7.70 \cdot Cl^- + 0.503 \cdot W/C - 40.6 \right) \quad (2.3.7)$$

ここに、

q_5 : 腐食速度 (mm/year)

Cl^- : 塩化物イオン濃度 (kg/m^3) (コンクリートに対する濃度)

W/C : 水セメント比 (%)

C : かぶり (mm)

鳥取の評価式の変数を変換する。鉄筋径の減少を無視して鉄筋の密度を 7.8g/cm^3 とすると、かぶりの単位を cm, 腐食速度の単位を $\text{mg/cm}^2/\text{year}$ に変換すると、次式が得られる。

$$V_5 = \frac{0.78}{\sqrt{10 \cdot c}} (7.70 \cdot Cl^- + 0.503 \cdot W/C - 40.6) \quad (2.2.8)$$

ここに、 v_5 : 腐食速度($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}$)

Cl^- : 塩化物イオン濃度(kg/m^3) (コンクリートに対する濃度)

W/C : 水セメント比(%)

c : かぶり(cm)

2.3.5 各評価方法のパラメータの比較

各評価方法のパラメータおよび実験条件の一覧を表 2.3.4 に示す。

①塩化物イオン濃度

塩化物イオン濃度は腐食速度に大きな影響を与えることが知られている。関らの方法を除けば、各評価方法ともに塩化物イオン濃度をパラメータとしている。しかし、臨海構造物を考えた場合、その範囲は十分とは言えないと考えられる。

②水セメント比

森永、梶田ら、鳥取の方法では、水セメント比をパラメータとしている。関らの方法では、酸素の拡散係数を求めるための間接的なパラメータとして水セメント比を取り上げている。

③かぶり

各評価方法ともにかぶりをパラメータとしている。しかし、臨海構造物のかぶりは 10cm 程度と大きい可能性があり、その範囲は十分とは言えないと考えられる。

④鉄筋径

鉄筋径をパラメータとして含むものは、森永の方法のみである ($\Phi 9 \sim 25$ 丸鋼)。梶田らの方法では $\Phi 13\text{mm}$ 丸鋼が実験条件である。

⑤温度

森永の方法が唯一温度をパラメータとしている。梶田らの方法では屋外暴露 (つくば市) のため自然環境中での値となる。

⑥湿度

森永の方法では湿度をパラメータとしており、その範囲は R.H.0~100% である。

⑦酸素濃度

森永、関らの方法では酸素濃度をパラメータとしている。梶田らの方法では通常の酸素濃度下での評価となる。

⑧アノードとカソードの面積比

関らの方法では、腐食部分 (アノード) と非腐食部分 (カソード) の面積が経時的に変化すると、この比をパラメータとしている。

表 2.3.4 各腐食速度評価方法のパラメータおよび実験条件の一覧

項 目	森永の方法	舛田らの方法	関らの方法 ^{*1}	鳥取の方法
塩分濃度 (Cl/kg/m ³)	0.1～3.4	0～5.0	—	1.1～3.4
水セメント比(%)	40～70	50～65	△	55～70
かぶり(cm)	0.4～3.7	1.5～4.0	○	1.0～3.7
鉄筋径(mm)	9～25 (丸鋼)	— (Φ13 丸鋼)	—	—
酸素の拡散係数	—	—	○	—
コンクリートの含水率 (飽和度)	—	—	△	—
温度 (°C)	20～40	— (屋外暴露)	—	—
湿度 (R.H.%)	0～100	— (屋外暴露)	—	—
酸素濃度(%)	0～20	— (20)	○	—
アノードとカソードの 面積比	—	—	○	—

*1 理論モデルのため、○：パラメータである、△：酸素の拡散係数を算出するための間接的なパラメータ、—：パラメータではないことを表す。

*2 () 内は実験条件を表す。

*3 網掛け部分はパラメータを表す。

2.4 高温下における塩化物イオンの浸透性状

2.4.1 コンクリートの塩化物イオン拡散係数の試験方法

海岸付近のコンクリート構造物の調査結果によれば、コンクリート内部の塩化物イオン濃度の深さ方向の分布形状は拡散理論を適用して説明できるとされている。すなわち、塩化物イオンの浸透は主として濃度差によるイオンの拡散現象と考えることができる⁵⁰⁾⁵¹⁾⁵²⁾⁵³⁾⁵⁴⁾⁵⁵⁾⁵⁶⁾⁵⁷⁾⁵⁸⁾⁵⁹⁾⁶⁰⁾。したがって、コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数を求めることにより、コンクリート中の塩化物イオンの浸透性状をある程度推定することが可能である。

コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数を求める方法には、大別して次の2種類がある。

(a) 拡散セル方式

図 2.4.1 に示すように、セメントペーストあるいはモルタルの薄い板である試験体を拡散セルにセットし、高濃度の溶液Ⅰ側からⅡ側の低濃度の溶液への塩化物イオンの透過量を経時的に測定することにより供試体の塩化物イオンの拡散係数を求める⁵¹⁾。

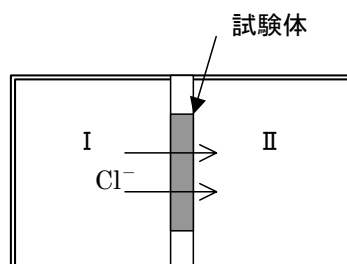


図 2.4.1 拡散セル方式拡散試験方法の概念図

(b)浸漬方式（濃度分布方式，発色方式）

試験体を所定の濃度の溶液に浸漬し、深さ方向における濃度分布を測定し、Fick の第二法則に基づいて、拡散方程式の解を適用し、拡散係数を求める（濃度分布方式）⁵⁰⁾。濃度分布を直接測定せず、硝酸銀溶液を用いた発色法により一定濃度の浸透深さから拡散係数を求める方法も提案されている（発色方式）⁵⁰⁾⁶¹⁾。

なお、濃度分布方式は、実構造物から採取したコアの濃度分布を測定し、実構造物の拡散係数を求める方法としても多く使用されている⁵²⁾⁵³⁾⁵⁴⁾⁵⁵⁾⁵⁶⁾。ただし、実構造物の場合は、コンクリート表面の塩化物イオン濃度も未知であるため、コンクリート表面濃度と拡散係数の両者を求めることになる。

この他に、促進試験方法として近年開発された電気的方式も検討されている⁶²⁾⁶³⁾⁶⁴⁾が、拡散係数を求める方法としては確立されておらず⁶⁵⁾⁶⁶⁾⁶⁷⁾⁶⁸⁾、今後の検討が待たれる。

2.4.2 コンクリートの塩化物イオン拡散係数

コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数に関する既往の研究結果を試験方法別にまとめて表 2.4.1～表 2.4.5 に示す。ほとんどの報告が常温における検討であり、高温条件の報告は非常に少ない。

拡散セル方式を用いた試験ではペースト試験体を用いたものが多く、試験体の厚さは 1mm～5mm と一般のかぶりに比べて薄い。常温のペースト中の塩化物イオンの拡散係数は、配合条件、養生条件により異なるが、W/C=0.40 のペーストで $10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$ のオーダーである。高温条件下では、60℃という特殊な養生条件ではあるが、 $9.2 \times 10^{-7}\text{cm}^2/\text{sec}$ という値が報告されている。また、ペーストの拡散係数の温度依存性はアレニウス式で表現でき、45℃までの場合、活性化エネルギーは 32.0～41.8kJ/mole との報告がある⁶⁹⁾。コンクリートを用いたものでは、45℃の温度条件で 25mm 厚の試験体を用いた検討で、 $4.56 \times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$ との報告がある⁷⁰⁾。また、W/C が大きくなると拡散係数は大きく増大しており、W/C の与える影響が大きいこと、養生温度が高くなると塩分浸透性が高くなることが報告されている⁷¹⁾⁷²⁾。また、用いる試験体の厚さを増加させると得られる拡散係数が小さくなる傾向があること、塩水側の濃度は拡散係数に大きな影響を与えないこと⁷³⁾が報告されている。

浸漬方式（濃度分布方式）を用いた試験では、実構造物から採取したコアの濃度分布からの推定結果が多く、得られた値もばらつきが大きい。常温におけるコンクリート中の塩化物イオンの拡散係数は、 $10^{-7} \sim 10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$ の範囲である。高温条件では、50℃における $10^{-6} \sim 10^{-7}\text{cm}^2/\text{sec}$ の範囲の報告がある。浸漬方式（発色方式）を用いた試験では、 $10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$ のオーダーの拡散係数が報告されている。

表 2.4.1 拡散セル方式を用いた既往の拡散係数報告の一覧

報告者 (文献番号)	拡散係数 (cm^2/sec)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	試験体	試験条件等
近藤ら (74)	6.25×10^{-8}	常温	ペーパ, W/C=0.40,厚さ:3mm, 養生: 20 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 27 日間	I 側:1/2N NaCl 溶液+ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 II 側:飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液
牛山ら (75)	7.8×10^{-8}	20	ペーパ, W/C=0.40,厚さ:1mm, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 27 日間	I 側:1/2N NaCl 溶液 II 側:飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液
Goto ら (51)	6.8×10^{-8} ~ 7.0×10^{-8}	27	ペーパ, W/C=0.40,厚さ:3mm, 養生:27 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 4 週間	I 側:1/2N NaCl 溶液 II 側:イオン交換水
	27×10^{-8}	35	ペーパ, W/C=0.40,厚さ:3mm, 養生:60 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 4 週間	
	37×10^{-8}	45		
	92×10^{-8}	60		
後藤ら (76)	7.5×10^{-8}	20	ペーパ, W/C=0.40,厚さ:5mm, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 27 日間	I 側:1/2N NaCl 溶液+ 1/2N KCl 溶液+ 1/2N LiCl 溶液 II 側:蒸留水
	14.4×10^{-8}	20	ペーパ, W/C=0.50,厚さ:5mm, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 27 日間	
	68.4×10^{-8}	20	ペーパ, W/C=0.60,厚さ:5mm, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 27 日間	
Page ら (69)	8.4×10^{-8}	44	ペーパ, W/C=0.40,厚さ:3mm, 養生:22 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 60 日間	I 側:1N NaCl 溶液+ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 II 側:飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液
	18.3×10^{-8}	45	ペーパ, W/C=0.50,厚さ:3mm, 養生:22 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 60 日間	
	31.8×10^{-8}	47	ペーパ, W/C=0.60,厚さ:3mm, 養生:22 $^{\circ}\text{C}$ 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液 60 日間	

表 2.4.2 浸漬方式（濃度分布方式）を用いた既往の拡散係数報告の一覧（その 1）

報告者 (文献番号)	拡散係数 (cm^2/sec)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	試験体 or 構造物 0内:浸漬溶液 or 暴露 条件,期間	算出方法の概要
後藤ら (50)	3.7×10^{-8}	20	ペーパ, $W/C=0.40$, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 水中 7 日間 (10%NaCl 溶液,50 日間)	正規確率紙に $C/2C_0$ と x の関 係をプロットし、近似直線の 傾きから拡散係数を求める。 (ここに、深さ, C :深さ x におけ るイオン濃度, C_0 :表面のイオン濃度) →【方法Ⅰ】
	3.4×10^{-8}	20	ペーパ, $W/C=0.40$, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 水中 7 日間 (1%NaCl 溶液,50 日間)	
武若ら (52)	5.5×10^{-8}	常温	コンクリート, $W/C=0.50$ (飛沫帯, 3 年間暴露)	コンクリート表面に単位時間あたり 一定量の塩分が付着すると仮 定し、拡散方程式の解を導き、 実測値を近似し、拡散係数を 求める。 →【方法Ⅱ】
	30×10^{-8}	常温	コンクリート, $W/C=0.60$ (飛沫帯, 3 年間暴露)	
	300×10^{-8}	常温	コンクリート, $W/C=0.70$ (飛沫帯, 3 年間暴露)	
	7.5×10^{-8}	常温	コンクリート, $W/C=0.56$ (干満帯, 3 年間暴露)	コンクリート表面濃度は時間に拘わ らず一定と仮定し、拡散方程 式の解を導き、実測値を近似 し、拡散係数を求める。 →【方法Ⅲ】
	9.5×10^{-8}	常温	コンクリート, $W/C=0.37$ (海中, 3 年間暴露)	
	6.5×10^{-8}	常温	コンクリート, $W/C=0.37$ (干満帯, 3 年間暴露)	
川上 (77)	$0.37 \sim$ 1.66×10^{-8}	常温	建物, 築 28 年 (日本海の海岸から 800m)	【方法Ⅲ】と同じ
永野ら (54)	$1.4 \sim$ 2.2×10^{-8}	常温	海洋構造物, 築 12~18 年 (東京湾、瀬戸内海)	コンクリート表面濃度の時間的変動 を 3 タイプにモデル化し、拡 散方程式の解を導き、実測値 の近似を行い、拡散係数を求 める。→【方法Ⅳ】
永野ら (78)	$0.13 \sim$ 1.23×10^{-8}	常温	栈橋スラブ部材, 築 58 年 (飛沫帯)	【方法Ⅰ】と同じ
	$5 \sim 15 \times 10^{-8}$	常温	コンクリート, $W/C=0.54$ (海洋環境を模擬した 3% or 飽和 NaCl 溶液への浸 漬, スプレー)	
横田ら (55)	$0.5 \sim$ 8×10^{-8}	常温	水路, 護岸, 栈橋, 建物など, 築 8~27 年 (瀬戸内海)	【方法Ⅱ】および【方法Ⅲ】 と同じ
大城ら (79)	25.1×10^{-8}	50	コンクリート, $W/C=0.50$ (3%NaCl 溶液, 20 日間)	拡散方程式を差分方程式に置 き換え、別に求めた表面濃度 の時間関数と実測値から拡散 係数を求める。
	42.7×10^{-8}	50	コンクリート, $W/C=0.60$ (3%NaCl 溶液, 20 日間)	
	120×10^{-8}	50	コンクリート, $W/C=0.70$ (3%NaCl 溶液, 20 日間)	

表 2.4.3 浸漬方式（濃度分布方式）を用いた既往の拡散係数報告の一覧（その2）

報告者 (文献番号)	拡散係数 (cm^2/sec)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	試験体 or 構造物 0内:浸漬溶液 or 暴露 条件,期間	算出方法の概要
梶田ら (80)	7.8×10^{-8}	20	コンクリート, W/C=0.45 (3%NaCl 溶液, 500 日間)	コンクリート表面に境界層を設定し、境界層への吸収・流出される塩化物イオンを考慮して拡散方程式の解を導き、実測値の近似から拡散係数を求める。
	11.6×10^{-8}	20	コンクリート, W/C=0.55 (3%NaCl 溶液, 500 日間)	
	15.4×10^{-8}	20	コンクリート, W/C=0.65 (3%NaCl 溶液, 500 日間)	
	30.9×10^{-8}	20/50	コンクリート, W/C=0.50 (3%NaCl・乾燥繰返し, 500 日間)	
	38.5×10^{-8}	20/50	コンクリート, W/C=0.60 (3%NaCl・乾燥繰返し, 500 日間)	
太田ら (81)	1.01×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.44 (海岸から 30m, 20 年間)	【方法Ⅱ】と同じ
	5.01×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.47 (海岸から 30m, 20 年間)	
	13.1×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.52 (海岸から 30m, 20 年間)	
竹田ら (56)	4.7×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.50 (飛沫帯, 6 年間)	【方法Ⅲ】と同じ
	3.5×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.50 (海中, 6 年間)	
	2.2×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.50 (大気中, 6 年間)	
東ら (82)	8.6×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.60 (3%NaCl 溶液, 5 ヶ月間)	【方法Ⅲ】と同じ
	6.0×10^{-8}	70/15	コンクリート, W/C=0.60 (70 $^{\circ}\text{C}$ 海水・15 $^{\circ}\text{C}$ 気中乾燥繰返し, 5 ヶ月間)	【方法Ⅱ】と同じ
山田ら (83)	0.32～ 16×10^{-8}	常温	実大暴露構造物, 築 5～10 年, W/C=0.63 (沖縄本島海岸沿い,)	コンクリート表面部分に経時移動する仮想領域を設定し、これを境界条件として非定常拡散方程式の解を求め、実測値を近似し、拡散係数を求める。
守分ら (84)	2.33×10^{-8} (平均値)	常温	栈橋上部工, 築 15 年, W/C=0.50 (東京湾, 飛沫帯 or 大気中)	【方法Ⅲ】と同じ

表 2.4.4 浸漬方式（濃度分布方式）を用いた既往の拡散係数報告の一覧（その3）

報告者 (文献番号)	拡散係数 (cm^2/sec)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	試験体 or 構造物 0内:浸漬溶液 or 暴露 条件,期間	算出方法の概要
Roy ら (57)	6.6×10^{-8}	24-34	コンクリート, W/C=0.45(気中、20 ヶ月)	【方法Ⅲ】と同じ
	10.0×10^{-8}	24-34	コンクリート, W/C=0.45(干満帯、20 ヶ月)	
	7.8×10^{-8}	24-34	コンクリート, W/C=0.45(海中、20 ヶ月)	
	7.1×10^{-8}	24-34	コンクリート, W/C=0.70(気中、20 ヶ月)	
	21.3×10^{-8}	24-34	コンクリート, W/C=0.70(干満帯、20 ヶ月)	
	32.5×10^{-8}	24-34	コンクリート, W/C=0.70(海中、20 ヶ月)	
Sand- berg ら (58)	0.9×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.4(飛沫帯,5 年間)	【方法Ⅲ】と同じ
	1.9×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.4(海中,5 年間)	
Bam- forth (59)	$4.11 \sim 18.0$ $\times 10^{-8}$	常温	コンクリート, W/C=0.66(飛沫帯,8 年間)	【方法Ⅲ】と同じ

表 2.4.5 浸漬方式（発色方式）を用いた既往の拡散係数報告の一覧

報告者 (文献番号)	拡散係数 (cm^2/sec)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	試験体 0内:試験条件	算出方法の概要
Colle- pardi ら (61)	2.55×10^{-8}	25	ペースト, W/C=0.40 養生:25 $^{\circ}\text{C}$ 湿潤砂中 2 月間+気中 1 月間(3% CaCl_2 溶液,, 5 月間)	試験体断面にフルオレイン 0.1% 溶液と 1/10N 硝酸銀溶液を 塗布し、塩化銀の黒色に変 色した領域を塩化物イオン浸 透深さとし、これの経時変 化から拡散係数を求める
	1.45×10^{-8}	25	ペースト, W/C=0.40 養生:25 $^{\circ}\text{C}$ 湿潤砂中 2 月間+気中 1 月間(KCl 溶液,, 5 月間)	
後藤ら (50)	3.8×10^{-8}	20	ペースト, W/C=0.40, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 水中 7 日間 (10%NaCl 溶液,50 日間)	試験体断面にフルオレセントリウム 1%水溶液と 1/10N 硝酸銀溶 液を塗布し、塩化銀の白沈 領域を塩化物イオン浸透深さ とし、これの経時変化から 拡散係数を求める。
	3.4×10^{-8}	20	ペースト, W/C=0.40, 養生:20 $^{\circ}\text{C}$ 水中 7 日間 (1%NaCl 溶液,50 日間)	
大濱ら (85)	6.4×10^{-8}	常温	モルタル, W/C=0.76 養生:2 日間湿空(20 $^{\circ}\text{C}$, 80%) +5 日間水中(20 $^{\circ}\text{C}$) +21 日間乾燥(20 $^{\circ}\text{C}$,50%)	試験体断面にフルオレセントリウム 0.1%水溶液と 1/10N 硝酸銀 溶液を塗布し、塩化物イオンの 浸透深さを測定し、これの 経時変化から拡散係数を求 める。(変色の色は不明)。
	2.2×10^{-8}	常温	コンクリート, W/C=0.65 養生:2 日間湿空(20 $^{\circ}\text{C}$, 80%) +5 日間水中(20 $^{\circ}\text{C}$) +21 日間乾燥(20 $^{\circ}\text{C}$,50%)	

2.5 本研究の課題

既往の知見から抽出された課題は次のようにまとめられる。

- (1) 鉄筋腐食の非破壊検査手法では、交流インピーダンス法が鉄筋の腐食速度を対象とした手法として有望である。実験データを蓄積し、測定結果から腐食速度を定量的に推定する方法を確立することが必要である。
- (2) 塩分による鉄筋腐食進行評価手法に関しては、4つの方法があり、3方法は実験に基づくもの、1方法は電気化学的な理論に基づくものである。実験に基づく方法では、実験条件のかぶりが比較的小さく、塩分濃度も比較的低い。臨海コンクリート構造物で考えられる比較的大きなかぶり、塩分濃度に適用できる方法が必要である。また、電気化学的な理論に基づく方法では、設定するパラメータが実用的とはいえない。実務的なパラメータを使用した評価法が必要である。
- (3) 塩化物イオンの浸透性評価試験には、拡散セル方式、浸漬方式の2方式があり、常温における数多くの塩化物イオン拡散係数のデータが得られているが、高温でのコンクリートのデータは非常に少ない。高温条件下での拡散試験により、拡散係数の温度依存性を評価する必要がある。

第2章の参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会腐食防食小委員会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向－コンクリート委員会腐食防食小委員会報告－，土木学会，コンクリート技術シリーズ 26，1997.
- 2) 土木学会コンクリート委員会腐食防食小委員会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向（その2）－コンクリート委員会腐食防食小委員会（2期目）報告－，土木学会，コンクリート技術シリーズ 40，2000.
- 3) 武若耕司：コンクリートの非破壊検査技術「鋼材腐食」，コンクリート工学，Vol.33，No.3，pp123-127，1995.
- 4) 松村卓郎・金津努・石田博彰・西内達雄：鉄筋コンクリート構造物の塩害劣化に関する文献調査，電力中央研究所報告（調査報告 U91062），1992.
- 5) N. R. Short, C. L. Page and G. K. Glass, A Galvanic Sensor for Monitoring Corrosion of Steel in Carbonated Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No. 156, pp. 149-154, 1991
- 6) 武若耕司・小林一輔：海洋環境下における鉄筋の腐食性状と自然電位分布の関係，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.53-56，1983
- 7) 小無理恵・矢島哲司・魚本健人：自然電位を用いた鉄筋腐食状態の予測方法に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.865-870，1995
- 8) 宮川豊章：Early Chloride Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete, 京都大学学位論文、1985
- 9) ASTM C876 "Half Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete, 1977
- 10) A. J. Al-Tayyib and M. S. Khan, Corrosion Rate Measurements of Reinforcing Steel in Concrete by Electrochemical Techniques, ACI Materials Journal, Vol. 85, No. 3, pp. 172-177, 1988
- 11) C. Andrade, and J. A. Gonzalez, "Quantitative Measurements of Corrosion Rate of Reinforcing Steel Embedded in Concrete Using Polarization Resistance Measurements," Werkstoffe und Korrosion(Wienheim), V. 29, pp.515-519, 1978
- 12) 宮田恵守・高沢 佳・後藤信弘・松岡和巳：電位ステップ法を用いたコンクリート中鋼材の腐食モニタリング技術の検討，コンクリート工学年次論文報告集 13-1，pp.515-520，1991
- 13) 後藤信弘・松岡和巳・宮田恵守・西野龍太郎：電位ステップ法を用いたコンクリート中鋼材の腐食モニタリングのフィールド適用性，コンクリート工学年次論文報告集 13-1，pp.521-526，1991
- 14) P. Rodriguez, E. Ramirez, and J. A. Gonzalez, Methods for Studying Corrosion in Reinforced Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, No. 167, pp. 81-90, 1994
- 15) L. Hachani, J. Carpio, C. Fiaud, A. Raharinaivo, and E. Triki, Steel Corrosion in Concrete Deteriorated by Chlorides and Sulfates: Electrochemical Study using Impedance Spectrometry and "Stepping Down the Current" Method, Cement and Concrete Research, Vol. 22, No. 1, pp.56-66, 1992

- 16) P. Rodriguez, and J.A. Gonzalez, Use of the Coulostatic method for Measuring Corrosion Rate of Embedded Metal in Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, No. 167, pp. 91-97, 1994
- 17) 例えば、水流徹・春山志郎：交流インピーダンス法、防食技術、Vol.28、No.3、1979
- 18) J. L. Dawson, L. M. Callow, K. Hladky and J.A.Richardson: Electrochemical Impedance Measurements Applied to the Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete, Corrosion78, Paper125, Mar. 1978
- 19) Brian. B. Hope, John. A. Page and Alan. K. C. Ip, Corrosion Rate of Steel in Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 16, No. 5, pp.771-781, 1986
- 20) 大城武・野里耕正・風間洋・後藤信弘：P C橋の鋼材腐食評価法について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，pp.655-660，1992
- 21) 大城武・斉藤仁・近藤忠生：塩害を受けたR C構造物の腐食評価法について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，pp.649-654，1992
- 22) P. Gu, P. Xie, J.J. Beaudoin, R. Brousseau, A.C. Impedance Spectroscopy (1): A New Equivalent Circuit Model for Hydrated Portland Cement Paste, Cement and Concrete Research, Vol. 22, No. 5, pp.833-840, 1992
- 23) G. Song, Equivalent Circuit Model for AC Electrochemical Impedance Spectroscopy of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 30, No. 11, pp.1723-1730, 2000
- 24) W. J. McCarter and R. Brousseau, The A.C. Impedance of Hardened Cement Past, Cement and Concrete Research, Vol. 20, No. 6, pp.891-900, 1990
- 25) 春山志郎・水流徹：高速フーリエ変換（F F T）法と交流インピーダンス法による金属腐食現象の研究、昭和60年度科学研究費補助金研究成果報告書
- 26) 春山志郎・水流徹・阿南正治：腐食している電極の交流インピーダンス，防食技術，Vol.27，pp.449-456，1978
- 27) 腐食防食協会：金属防食技術便覧、日刊工業新聞社、1972
- 28) C. Andrade, V. Castelo, C. Alonso, and J. A. Gonzalez, "The Determination of the Corrosion Rate of Steel Embedded in Concrete by the Polarization Resistance and AC Impedance Method, "Corrosion Effect of Stray Currents and the Techniques for Evaluating Corrosion of Rebars in Concrete, STP-906, ASTM, Philadelphia, pp.43-63, 1986
- 29) C. Alonso, C. Andrade, Effect of Nitrite as a Corrosion Inhibitor in Contaminated and Chloride-Free Carbonated Mortars, ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 2, pp. 130-137, 1990
- 30) 横田優：交流インピーダンス法に基づくコンクリート中の鉄筋腐食評価に関する研究、徳島大学学位論文、1995
- 31) 横田優，浮田和明，幸英昭：交流インピーダンス法によるコンクリート中の鉄筋腐食評価，土木工学における非破壊評価シンポジウム講演論文集，土木学会，No.38，pp.241-246，1991.

- 32) 熊谷寛夫・大野和郎・阿部英太郎：電磁気学応用 I、朝倉書店、1966
- 33) Digby D. Macdonald, Michael C. H. McKubre and Mirna Urquidí-Macdonald, Theoretical Assessment of AC Impedance Spectroscopy for Detecting Corrosion of Rebar in Reinforced Concrete, Corrosion87, Paper120, Mar. 1987
- 34) 酒瀬川唯・井上晋・築地光雄・宮川豊章・藤井学：鉄筋の腐食等価電気回路モデルについて、土木学会第45回年次学術講演会講演概要集、V-252、pp.530-531、1990
- 35) K.Matsuoka, H.Kihira, S.Ito, and T.Murata:Monitoring of Corrosion of Reinforcing Bar in Concrete, Corrosion 87, Paper No.121, 1987
- 36) P. Gu, S. Elliott, R. Hristova, J. J. Beaudoin, R. Brousseau and B. Baldock, A Study of Corrosion Inhibitor Performance in Chloride Contaminated Concrete by Electrochemical Impedance Spectroscopy, ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 1, pp. 56-62, 1997
- 37) 大城武・谷川伸・後藤信弘：コンクリート中の鉄筋の腐食評価法について、コンクリート工学年次論文報告集 13-1, pp.503-508, 1991
- 38) 横田優：電気化学的手法によるコンクリート中の鉄筋腐食評価、コンクリート工学年次論文報告集 12-1, pp.545-550, 1990
- 39) M. A. Pech-Canul, P. Castro, Corrosion Measurements of Steel Reinforcement in Concrete Exposed to a Tropical Marine Atmosphere, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp.491-498, 2002
- 40) 後藤信弘・松岡和巳・伊藤叡：交流インピーダンス法によるコンクリート中の鉄筋腐食モニタリング、コンクリート工学年次論文報告集 12-1, pp.527-532, 1990
- 41) S. Feliu, J. A. Gonzalez, M. L. Escudero, S. Feliu, Jr., "Possibilities of The "Guard Ring" for The Confinement of The Electrical Signal in Polarization Measurements of Reinforcements", CORROSION/89, Paper No.623, p.623, 1989
- 42) D. G. John, D. A. Eden, J. L. Dawson and P. E. Langford, Corrosion Measurements on Reinforcing Steel and Monitoring of Concrete Structures, Corrosion87, Paper136, Mar. 1987
- 43) S. Feliu, J. A. Gonzalez, S. Feliu, Jr. , and M. C. Andrade, Confinement of the Electrical Signal for In Situ Measurement of Polarization Resistance in Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 5, pp. 457-460, 1990
- 44) Z. P. Bazan: Physical Model for Steel Corrosion in Concrete Sea Structures - Theory, Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. ST6, pp. 1137, 1979
- 45) 関博・松井邦人・松島学・金子雄一・田畑祐：コンクリート構造の寿命予測に関する一考察、コンクリート工学年次論文報告集 12-1, pp.569-574, 1990
- 46) 大住道生・魚本健人：酸素拡散理論に基づくコンクリート中の鉄筋の腐食速度予測法、土木学会論文集 No.648, V-47, pp.1-8, 2000
- 47) 森永繁：鉄筋の腐食速度に基づいた鉄筋コンクリート建築物の寿命予測に関する研究、東

京大学学位論文, 1986

- 48) 梶田佳寛・安田正雪・花栄浩・松林祐二：塩分環境下におけるコンクリート柱の鉄筋腐食速度に関する一実験, コンクリート工学年次論文報告集 12-1, pp.441-446, 1990
- 49) 鳥取誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測、京都大学学位論文、2002
- 50) 後藤誠史・常谷正己・柳田洋明・近藤連一：セメント硬化体中の塩素イオンの拡散, 窯業協会誌, 87 [3], pp. 16-23, 1979
- 51) Seishi Goto and Della M. Roy: Diffusion of Ions Through Hardened Cement Pastes, Cement and Concrete Research, Vol. 11, pp. 751-757, 1981
- 52) 武若耕司・松本進：海洋環境下におけるコンクリート中への塩分浸透について, セメント技術年報 37, pp.337-340, 1983.
- 53) 川上英男：鉄筋コンクリート建物の塩分蓄積に関する一考察, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.81-84, 1985
- 54) 永野宏雄・内藤隆史：飛沫帯にあるコンクリート中への塩素イオン浸透に関する拡散理論の応用、第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.85-88, 1985
- 55) 横田優・浮田和明・重松俊一・藤枝正夫：拡散理論に基づいた海岸部塩分汚染環境評価：コンクリート工学年次論文報告集 9-1, pp.443-446, 1987
- 56) 竹田宣典・迫田恵三・十河茂幸：海洋暴露試験に基づく各種コンクリートの塩分浸透量の推定, コンクリート工学年次論文報告集 13-1, pp.595-600, 1991
- 57) S. K. Roy, L. K. Chye and D. O. Northwood, Chloride Ingress in Concrete as Measured by Field Exposure Tests in the Atmospheric, Tidal and Submerged Zone of a Tropical Marine Environment, Cement and Concrete Research, Vol. 23, No. 6, pp.1289-1306, 1993
- 58) P. Sandberg, L. Tang, and A. Andersen, Recurrent Studies of Chloride Ingress in Uncracked Marine Concrete at Various Exposure Times and Elevation, Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 10, pp.1489-1503, 1998
- 59) P. B. Bamforth, The Derivation of Input Data for Modelling Chloride Ingress from Eight-year UK Coastal Exposure Trials, Magazine of Concrete Research, Vol. 51, No. 2, pp. 87-96, 1999
- 60) K. C. Liam, S. K. Roy and D. O. Northwood, Chloride Ingress Measurements and Corrosion Potential Mapping Study of a 24-year-old Reinforced Concrete Jetty Structure in a Tropical Marine Environment, Magazine of Concrete Research, Vol. 44, No. 160, pp. 205-215, 1992
- 61) Mario Collepardi, Aldo Marcialis and Renato Turriziani: The Penetration of De-icing Agents in Cement Pastes, il cement 3/1972, pp. 143-150, 1972
- 62) C. Andrade, Calculation of Chloride Diffusion Coefficients in Concrete from Ionic Migration Measurements, Cement and Concrete Research, Vol. 23, No. 3, pp.724-742, 1993
- 63) C. Andrade, M. A. Sanjuan, A. Recuero and O. Rio, Calculation of Chloride Diffusivity in

- Concrete from Migration Experiments, in Non Steady-State Conditions, Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 7, pp.1214-1228, 1994
- 64) O. Truc, J. P. Olivier, and M. Carcasses, A New Way for Determining the Chloride Diffusion Coefficient in Concrete from Steady State Migration Test, Cement and Concrete Research, Vol. 30, No. 2, pp.217-226, 2000
- 65) 杉山隆文：コンクリートの塩化物イオン拡散係数を算定するための電気的手法を用いた新しい促進試験方法，コンクリート工学，Vol. 35，No. 5，pp. 29-32，1997
- 66) P. F. McGrath and R. D. Hooton, Influence of Voltage on Chloride Diffusion Coefficients from Chloride Migration Tests, Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 8, pp.1239-1244, 1996
- 67) L. Tang, Electrically Accelerated Methods for Determining Chloride Diffusivity in Concrete - Current Development, Magazine of Concrete Research, Vol. 48, No. 176, pp. 173-179, 1996
- 68) R. K. Dhir, M. R. Jones, H. E. H. Ahmed and A. M. G. Seneviratne, Rapid Estimation of Chloride Diffusion Coefficient in Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 42, No. 152, pp. 177-185, 1990
- 69) C. L. Page, N. R. Short and A. El Tarras, Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes, Cement and Concrete Research, Vol. 11, No. 3 pp.395-406, 1981
- 70) R. K. Dhir, M. R. Jones and A. E. Elghaly, PFA Concrete: Exposure Temperature Effects on Chloride Diffusion, Cement and Concrete Research, Vol. 23, No. 5, pp.1105-1114, 1993
- 71) R. J. Detwiler, K. O. Kjellsen and O. E. Gjorv, Resistance to Chloride Intrusion of Corrosion Cured at Different Temperatures, ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1, pp. 19-24, 1991
- 72) L. Tang and L. O. Nilsson, A New Approach to the Determination of Pore Distribution by Penetrating Chlorides into Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 4, pp.695-701, 1995
- 73) K. A. MacDonald and D. O. Northwood, Experimental Measurements of Chloride Ion Diffusion Rates Using a Two-Compartment Diffusion Cell: Effects of Material and Test Variables, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, pp.1407-1416, 1995
- 74) 近藤連一・佐竹実・牛山宏隆：セメント硬化体中のイオン拡散，セメント技術年報X X V III，pp. 58-61，1974
- 75) 牛山宏隆・岩倉博之・福永敏宏：セメント硬化体中における硫酸根の拡散，セメント技術年報X X X，pp. 77-81，1976
- 76) 後藤誠史・茂啓二郎・高木達雄・大門正機：セメント硬化体中の細孔径分布とイオンの拡散，セメント技術年報 36，pp. 49-52，1982
- 77) 川上英男：鉄筋コンクリート建物の塩分蓄積に関する一考察，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp. 81-84，1985
- 78) 永野宏雄・内藤隆史：コンクリート中への塩分浸透に関する拡散理論に基づいた研究，第

8回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 149-152, 1986

- 79) 大城武・堀園義昭・谷川伸・永井健太郎：コンクリート中への塩素イオンの浸透に関する実験的および解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集 9-1, pp. 369-374, 1987
- 80) 梶田佳寛・友沢史紀・安田正雪・原謙治: コンクリート工学年次論文報告集 10-2, pp. 493-498, 1988
- 81) 太田利隆・佐々木慎一・堺孝司・高柴保明：海岸に暴露したコンクリートへの塩分浸透について, コンクリート工学年次論文報告集 13-1, pp. 589-594, 1991
- 82) 東邦和・小西正郎・白石祐彰・福田聡之：海水飛沫を受ける RC 構造物の塩分浸透と鉄筋腐食に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No.1, 1994
- 83) 山田義智・大城武・谷川伸・伊部博：飛来塩分量とコンクリート中への塩分浸透過程に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, No. 1, 1995
- 84) 守分敦郎・長滝重義・大即信明・三浦成夫：既設コンクリート構造物の塩化物イオンの拡散過程より評価される表面処理工法の適用性, 土木学会論文集, No. 520/V-28, pp. 111-122, 1995
- 85) 大濱嘉彦・出村克宣・三宅雅之：ポリマーセメントモルタルおよびコンクリートにおける塩化物イオン拡散性状, セメント技術年報 40, pp. 87-90, 1986

第3章 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の適用性評価

3.1 はじめに

鉄筋腐食の非破壊検査手法は、臨海コンクリート構造物の点検、検査業務を大幅に効率化する技術として期待されている。なかでも、交流インピーダンス法は、鉄筋の腐食速度を精度良く検知できる可能性があり、有望な技術として注目される。しかし、腐食工学の分野で水溶液中での金属腐食評価技術として開発され、コンクリート中の鉄筋腐食への適用については未だ確立されていないのが現状である。

交流インピーダンス法は、外部から電流を与えて鉄筋を自然電位から分極させ、応答特性から鉄筋の腐食速度に関係する抵抗値(分極抵抗)を測定し、腐食速度を推定する方法である。このように金属の分極抵抗から腐食速度を推定する方法は一般に分極抵抗法と呼ばれ、交流インピーダンス法も分極抵抗法の一つであるが、交流電流により分極することに特徴がある。交流電流を用いることによりコンクリートの電気抵抗を除去することができるため、精度の高い検査手法となる可能性を有している。

本章では、交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の鉄筋コンクリートへの適用について検討した。まず、検査法としての分極抵抗法の適用性を予備的に評価することを目的として、小型の試験体の腐食促進試験を行い、2種類の周波数を用いた分極抵抗法の適用を試みた。次に、長さの異なる2種類の試験体を用いて腐食促進試験を行い、周波数を広範囲に変化させる方法である交流インピーダンス法の適用について、試験体長さの影響、測定面の違いの影響について検討し、定量的な腐食推定を試みた。最後に、自然環境中に暴露した試験体に交流インピーダンス法を適用し、同手法の適用性を評価した。

3.2 分極抵抗法を用いた鉄筋腐食検査法の適用

3.2.1 実験概要

(1) 分極抵抗の測定方法

コンクリートの電気抵抗を分離し、鉄筋腐食を表す分極抵抗のみを測定する方法として、次に示す2種類の周波数を用いた方法を採用した。

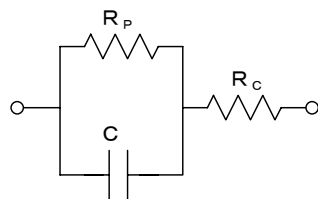
分極抵抗測定時における鉄筋コンクリートを、図 3.2.1 に示すように、コンクリートの電気抵抗(R_c)、鉄筋の分極抵抗(R_p)、鉄筋表面の電気二重層容量(C)で構成される最も単純な等価電気回路と仮定した(以下このような電気回路を腐食等価電気回路モデルと称する)。腐食等価電気回路モデルについては、第2章で述べたように、この他にも、様々なモデルが提案されているものの、適切なモデルが確立されているとは言えないのが現状である。そこで、本実験では、これらの腐食等価電気回路モデルのうち、最も単純なモデルを採用した。他のモデルでは複雑な応答となり、解釈が難しいことと、これまで腐食工学で使用され工学的に有効であると考えられるためである。この腐食等価電気回路モデルはコンデンサー C を含んでいるため、交流電圧を、印可する

と、その周波数により、抵抗が変化する。
この性質を利用して、以下のように鉄筋の分極抵抗 (R_p) を測定する。

まず、電気二重層の充放電が十分に行われるような低周波電圧を印加し、この時の抵抗 (R_L) を求める。 R_L はコンクリートの電気抵抗 (R_c) を含んだ値 ($R_p + R_c$) であると考ええる。次に、電気二重層の充放電を無視できるほどの高周波電圧を印加し、この時の抵抗 (R_H) をコンクリートの電気抵抗 (R_c) と考える。そして、両者の差を鉄筋の分極抵抗 (R_p) と考える。低周波電圧ならびに高周波電圧として、図 3.2.2 に示す波形を用いた。周波数は、可能な限り、低・高周波であることが理想ではあるが、非常に低い周波数を用いた抵抗測定には長時間を要し、非常に高い周波数における抵抗測定はリード線の長さに影響を受ける恐れがあることが指摘されている。本研究では、これらのことを考慮し、横田による交流インピーダンス法の研究結果などを参考に、約 10mHz (0.5mV/sec) を低周波、1.0kHz を高周波として設定した、印加電圧の範囲は、分極抵抗法の適用範囲、すなわち式 2.2.5 が成立するのは、微小な電圧変化の場合であること、腐食系に与える影響を可能な限り小さくすることを考慮して両者とも $\pm 10\text{mV}$ とした。

(2) 実験要因

実験要因はかぶりと腐食促進期間である。かぶりは、10、20mm の2種類とし、腐食促進期間は、13、47、69、



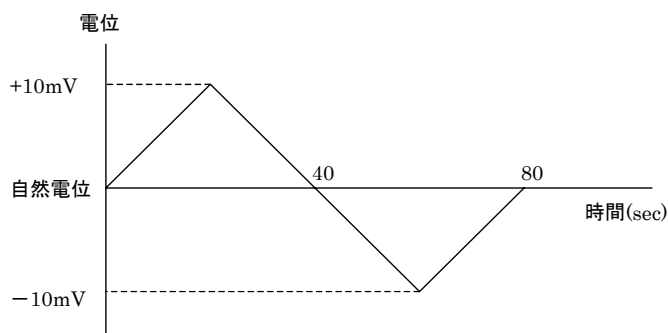
R_p : 鉄筋の分極抵抗
 R_c : コンクリートの電気抵抗
 C : 電気二重層容量

低周波電圧による抵抗 (R_L) = $R_c + R_p$
 高周波電圧による抵抗 (R_H) = R_c

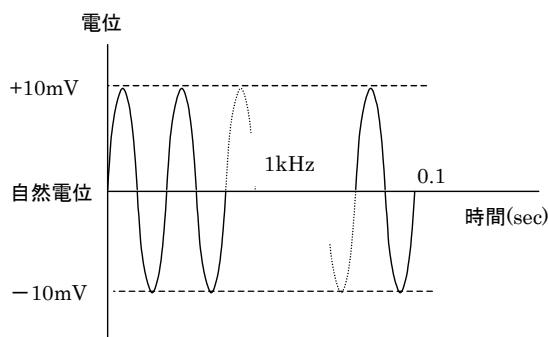


鉄筋の分極抵抗 (R_p) = $R_L - R_H$

図 3.2.1 本検討におけるコンクリート中铁筋の腐食等価電気回路モデル



a) 低周波電圧による抵抗測定時の印加電圧波形



b) 高周波電圧による抵抗測定時の印加電圧波形

図 3.2.2 分極抵抗測定に用いた電圧波形

101、112 日間の5期間とした。

(3) 使用材料

鉄筋は、試験後に腐食面積および腐食減量の測定を行うことを考慮して、これらの測定を比較的容易に行うことができるφ19 丸鋼(SR235)を使用した。鉄筋の試験対象外の部分に防食塗料を塗布した。防食塗料はタールエポキシ樹脂(JIS K5664 タールエポキシ樹脂塗料第Ⅰ種適合品)を使用した。セメントは、普通ポルトランドセメントを用いた。細骨材は利根川鹿島産の川砂、粗骨材は埼玉県秩父産の碎石を使用した。骨材の産地および性質を表 3.2.1 に示す。練混ぜ水は、鉄筋腐食を促進させるため、海水の濃度を参考に 3%の塩化ナトリウム水溶液を使用した。混和剤は AE 減水剤を使用した。

表 3.2.1 骨材の産地および性質

骨材の種類	産地	比重	吸水率 (%)	粗粒率 (%)
細骨材	利根川鹿島産	2.64	0.76	2.64
粗骨材	埼玉県秩父産	2.69	0.98	—

(4) 試験体

使用したコンクリートの配合は表 3.2.2 に示す通りである。

試験体は、図 3.2.3 に示すように、10cm×10cm×40cm の寸法であり、鉄筋は長さ 30cm(試験区間は 20cm)が2本配置されている。各々の鉄筋には、両端から 5cm までの範囲に防食塗料を塗布した。2本の鉄筋はそれぞれかぶりが 10mm および 20mm となるよう設置した。同一促進試験期間について3体とし、合計 15 体(鉄筋は 30 本)とした。

表 3.2.2 試験体に用いたコンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラップ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメン ト比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m ³)				
					水	セ メン ト	細 骨 材	粗 骨 材	混 和 剤
13	12±2.5	4±1	55	42	179	330	737	1038	0.825

※混和剤は AE 減水剤(ポゾリス No.70)

※※練混ぜ水は 3%NaCl 水溶液

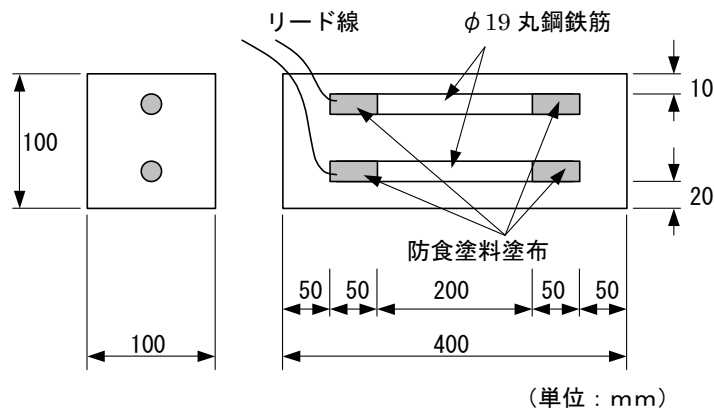


図 3.2.3 試験体の形状・寸法

(5) 測定装置

分極抵抗測定装置として、任意関数発生器 HB-105、ポテンシオスタット HA-501G、10 チャンネル切替器 (以上北斗電工社製) を用いた。各測定装置の制御およびデータの取り込みはパーソナルコンピュータ PC-9801 (NEC 製) を用いて行った。測定装置の構成を図 3.2.4 に示す。センサーは、図 3.2.5 に示すように、参照電極と対極を組み合わせたものを用いた。参照電極は、電位の再現性に優れ、安定した電位を得やすいとされる飽和甘こう電極を使用し、対極はステンレス製の平板 (15mm×190mm×5mm) を使用した。測定を行うに際しては、電極と試験体の間に接触液 (飽和水酸化カルシウム水溶液) を添加した。

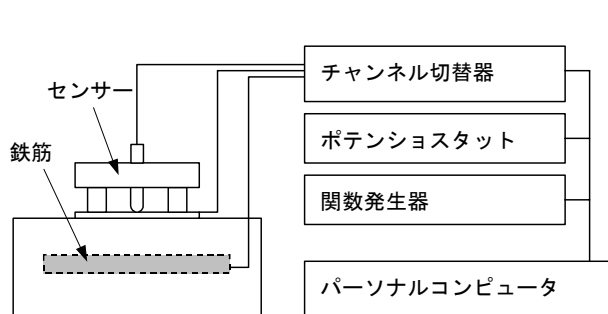


図 3.2.4 分極抵抗測定装置の構成

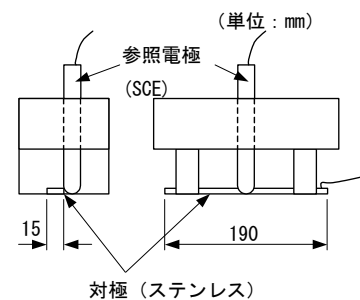


図 3.2.5 センサーの形状・寸法

(6) 実験の工程

実験の工程を図 3.2.6 に示す。試験体を製作後、腐食促進試験に供した。所定の促進試験期間毎に全試験体の分極抵抗を測定し、所定の期間を経過した試験体を解体し、鉄筋の腐食減量および腐食面積を測定した。

(7) 試験体の製作

鉄筋の初期重量を測定した後、一方の端部にリード線をはんだ付けで接続し、試験対象外の両

端部分に防食塗料を塗布した(図 3.2.3 参照)。スペーサー等による腐食要因の浸入の影響を小さくし、鉄筋を電氣的に絶縁するために、鉄筋の両端を樹脂製の釣り糸でつり、型枠に固定した。なお、釣り糸は脱型時に型枠から切り離し、特に後処理は行わなかった。コンクリートの練り混ぜは重力式ミキサで行い、打設1日後に脱型し、14 日間の水中養生(20℃)を行った。

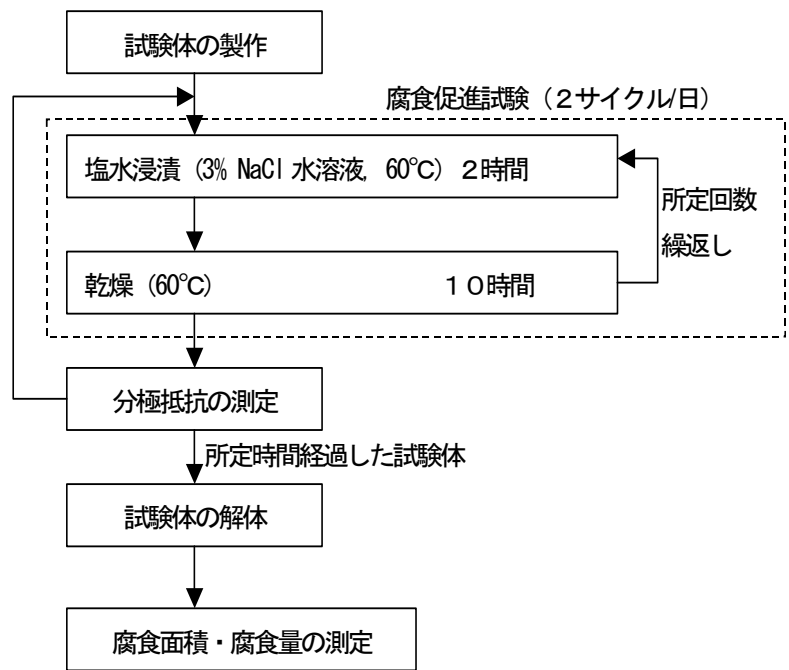


図 3.2.6 実験工程

(8) 腐食促進試験

腐食促進試験は、図 3.2.7 に示すに、潮の干満状態を再現する装置(鉄筋コンクリート塩害劣化促進試験装置)を用いて行った。本装置は、実験水槽に一定温度の塩水を流入・出させることにより、試験体の鉄筋腐食を促進させる装置である。今回の実験では、開放系の水溶液中における鋼の腐食速度の極大値が 80℃付近であること¹⁾を参考にして、浸漬時の水溶液の水温および乾燥時の気温をこの試験装置の許容温度の上限値である 60℃とした。また、塩水として、3% 塩化ナトリウム水溶液を用いた。また、岡田ら²⁾による浸漬・乾燥の時間比と分極抵抗の関係を参考に、浸漬および乾燥の時間をそれぞれ2時間および10時間とした。

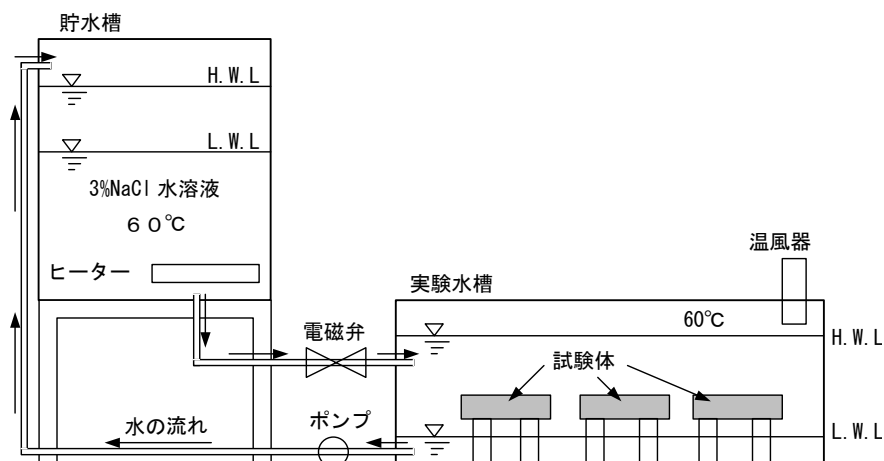


図 3.2.7 鉄筋コンクリート塩害劣化促進試験装置

(9) 分極抵抗の測定位置および時期

分極抵抗の測定は、センサーを鉄筋直上のコンクリート表面に設置して行った。すなわち、鉄筋の試験区間の 20cm の部分に最も近いコンクリート表面にセンサーを当てて分極抵抗の測定を行った。測定は促進試験開始後 13, 34, 47, 69, 85, 101, 112 日の合計7回行った。

(10) 腐食面積および腐食減量の測定方法

所定の期間経過した試験体は、分極抵抗測定後、直ちに解体し、鉄筋の腐食面積および腐食減量を測定した。腐食面積については、腐食箇所を透明紙にトレースし、プランメータにより腐食部分の面積を測定した。腐食減量については、コンクリート工学協会「コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案)」³⁾を参考に、鉄筋を 60℃ の 10%クエン酸二アンモニウム溶液に24時間以上浸漬した後、腐食生成物を除去した鉄筋の重量を測定し、腐食前の重量との差を腐食減量とした。このとき非腐食部分の黒皮が除去されたため、別途健全な鉄筋を用いて同様な方法により重量減少量を測定し、腐食による重量減少量を補正した。

3.2.2 分極抵抗法の適用性の検討

(1) 鉄筋の腐食減量および腐食面積率

鉄筋の腐食減量と経過時間の関係、ならびに腐食面積率と経過時間の関係を図 3.2.8～図 3.2.9 に示す。ここに、経過時間は腐食促進試験開始後の日数を示し、以下同様である。腐食減量は試験前後の重量変化を鉄筋の全表面積で除した値であり、腐食面積率は腐食面積を鉄筋の全表面積で除した値である。

腐食減量は経過時間が長くなると大きくなる傾向を示している。特に、69 日以後、腐食減量は著しく増大している。これは、経過時間 69 日前後に、コンクリートに鉄筋に沿ったひび割れが発生したことから、ひび割れを通じて塩分や酸素などが鉄筋に到達しやすくなったためと考えられる。経過時間が同じであっても試験体により腐食減量の測定値は大きく異なり、特に経過時間が長いほどこの傾向は著しい。鉄筋のミルスケールならびにコンクリートの品質等のばらつきによるものと

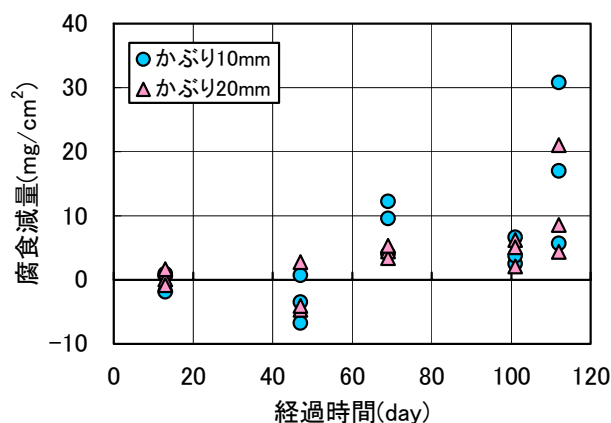


図 3.2.8 鉄筋の腐食減量と経過時間の関係

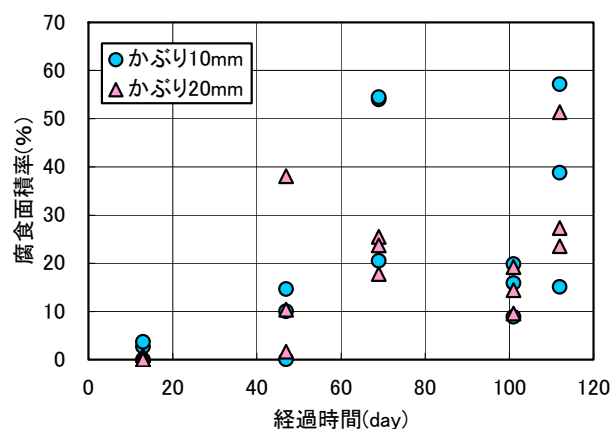


図 3.2.9 鉄筋の腐食面積率と経過時間の関係

推測されるが明らかではない。鉄筋腐食に関する実験を行う場合、このような腐食状態の再現性を十分考慮して行う必要があると思われる。一方、かぶりによる影響は顕著には現れていないが、かぶり 10mm の腐食減量の方がかぶり 20mm の鉄筋のそれより若干大きい傾向がある。また、腐食減量 $3\text{mg}/\text{cm}^2$ 程度以下の鉄筋では、腐食減量が負の値を示すものがある。この程度の腐食減量が今回の実験の測定精度の限界であると思われ、後の分極抵抗法の適用性の検討を行う際には、腐食減量の非常に小さい値を示すものについての定量的な議論は適切ではないと考えられる。

腐食面積率についても経過時間が長くなると大きくなる傾向があり、経過時間が同じであっても、試験体により腐食面積率の値は大きく異なる。また、かぶりによる影響はほとんど認められない。

表 3.2.3 分極抵抗の測定結果

		単位: $\times 10^3 \Omega \text{cm}^2$							
	試験体 No.	0	13	34	経過日数 47	69	85	101	112
上側鉄筋 かぶり1cm	1	14.059	29.971	23.753	-10.504	-4.582	0.191	1.05	0.704
	2	26.465	86.86	92.169	115.944	15.714	4.14	3.305	0.37
	3	22.901	127.811	161.914	77.809	144.234	53.384	0.931	-0.143
	4	0.931	58.752	85.755	89.741	44.53	80.72	2.959	
	5	8.984	233.945	248.609	228.884	262.862	175.615	-0.501	
	6	2.852	107.995	98.852	105.771	158.051	122.876	2.84	
	7	13.981	39.95	148.13	13.698	167.991			
	8	11.121	48.029	62.5	8.286	-1.11			
	9	17.693	22.191	529.496	9.108	-11.109			
	10	6.912	55.835	10.794	20.16				
	11	9.098	57.867	85.416	14.57				
	12	12.783	155.098	121.635	134.385				
	13	8.467	45.935						
	14	11.522	49.261						
	15	11.174	133.813						
下側鉄筋 かぶり2cm	1	14.102	54.996	70.291	3.856	112.435	28.625	1.814	1.814
	2	4.847	52.041	122.005	62.735	93.857	47.823	1.897	2.398
	3	11.883	60.123	43.713	41.515	80.577	21.955	-1.217	1.73
	4	-3.561	143.803	202.746	97.172	124.26	38.684	1.551	
	5	7.696	72.363	136.871	228.534	165.199	155.259	2.434	
	6	6.773	160.897	143.884	113.89	132.242	22.695	-0.418	
	7	3.823	89.982	129.111	113.33	3.961			
	8	13.03	32.918	68.592	31.43	29.007			
	9	14.055	33.987	86.96	85.171	23.828			
	10	2.773	21.116	190.471	148.794				
	11	9.585	71.818	4.243	-15.934				
	12	23.131	44.764	124.608	77.083				
	13	31.971	66.993						
	14	0.251	174.817						
	15	22.909	104.484						

以上の結果から、同一経過時間における腐食程度は試験体により大きく異なっており、本実験における分極抵抗の測定結果と鉄筋の腐食状態の対応を検討する場合には、同一要因の鉄筋の腐食状態についての平均値的な取り扱いとは適当ではないと考えられ、試験体各々について分極抵抗の測定値と比較することとする。

(2) 分極抵抗の測定結果

表 3.2.3 に分極抵抗の測定結果を示す。実験概要で述べたように、表 3.2.3 の分極抵抗の値は、低周波電圧による抵抗と高周波電圧による抵抗をそれぞれ測定し、この差を求めた結果である。また、鉄筋の表面積あたりの抵抗に換算するため、測定された分極抵抗に鉄筋の試験区間の表面積を乗じた値を示した。同一経過時間における分極抵抗は、試験体により大きく異なる値を示している。この結果は、同一経過時間における腐食減量および腐食面積率が試験体により大きく異なる値を示したことと同様な傾向である。これらの腐食程度と分極抵抗の関係については次項で検討する。また、分極抵抗が僅かながら負の値を示すものがある。これは、低周波電圧による抵抗が高周波電圧による抵抗より小さな値となったためである。分極抵抗は腐食速度の指標であり、負の値を示すことは考えにくい。ひび割れ状況を記録していないので詳細は不明ではあるが、分極抵抗が負の値を示すのは試験の後半(経過日数 69 日以降)に多いことから、ひび割れの状況によっては、コンクリートの電気抵抗を適切に除去できていないことが考えられる。低周波および高周波に選定した周波数が適切ではなかった可能性もあり、周波数を変化させて試験体の状況と抵抗の経時変化を詳細に検討する必要があると考えられる。

図 3.2.10 に、経過時間 112 日まで試験を行った試験体について、分極抵抗の経時変化の例を示す。鉄筋により分極抵抗の値そのものは異なるが、総じて経過時間が長くなると分極抵抗は小さくなる傾向がある。特に、鉄筋に沿ったひび割れが発生した 69 日程度以降、分極抵抗は急激に減少している。先に示した腐食減量と経過時間の関係において腐食減量も 69 日以降増大しており、分極抵抗の逆数が腐食速度と比例関係にあると考えられていることに調和する。

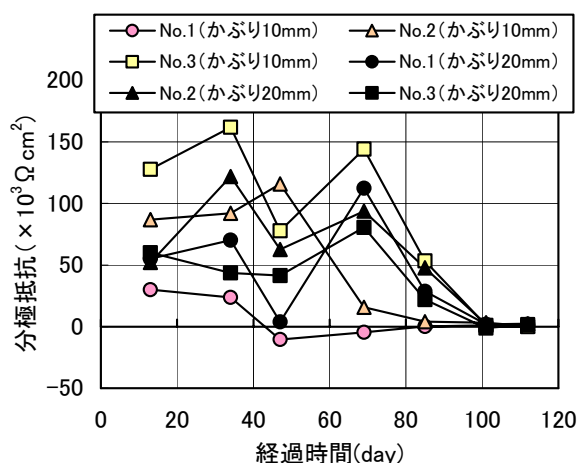


図 3.2.10 分極抵抗の経時変化

(3) 分極抵抗と腐食状態の関係

図 3.2.11 に分極抵抗と腐食減量の関係を、図 3.2.12 に分極抵抗と腐食面積率の関係を示す。ここに、分極抵抗は腐食減量、腐食面積率を測定する直前の値、すなわち腐食促進試験終了時の値である。腐食減量、腐食面積率は、ともに分極抵抗が小さいほど、大きな値を示す傾向が認められる。そして、腐食減量、腐食面積率が比較的大きな値を示すときの分極抵抗の値は、 $30 \times 10^3 \Omega \cdot \text{cm}^2$ 以下の範囲にほぼ限定されている。また、かぶりによる影響は認められない。分極抵抗は腐食速度と関係する値であるため、本来は測定時の腐食状態を表すものではないが、本実験のように同一条件で同一仕様の試験体の場合には定性的な推定は可能であると考えられる。

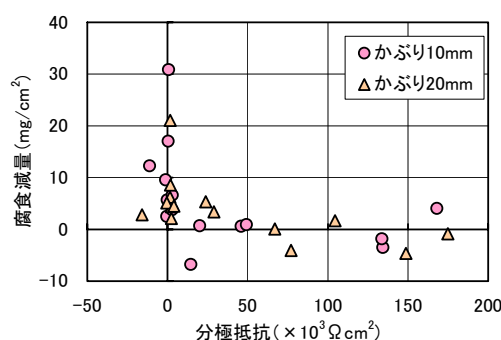


図 3.2.11 分極抵抗と腐食減量の関係

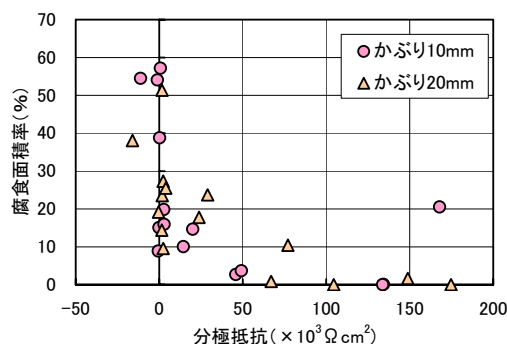


図 3.2.12 分極抵抗と腐食面積率の関係

(4) 分極抵抗を用いた鉄筋の腐食減量の推定

分極抵抗の逆数は理論的には腐食速度と線形関係にある。一方、経過時間 Δt において腐食電流 I_{corr} が一定で、鉄が全て2価のイオンになると考えた場合、ファラデーの第2法則から次式が成り立つ。

$$\frac{I_{corr} \cdot \Delta t}{Fa} = \frac{\Delta G}{M/2} \quad (3.1)$$

ここに、 I_{corr} : 腐食電流 (A/cm^2)

Δt : 経過時間 (sec)

Fa : ファラデー定数 (96500 クーロン)

ΔG : 経過時間 Δt における腐食減量 (g/cm^2)

M : Fe の原子量 (55.8)

分極抵抗の式(2.2.15)を式(3.1)に代入し、 I_{corr} を消去すると、次式が得られる。

$$\Delta G = \alpha \frac{1}{Rp} \Delta t \quad (3.2)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \frac{M}{2} \cdot \frac{K}{Fa}$$

ここで、 n 回目の分極抵抗を測定した時刻を t_n 、経過時間を

$$\Delta t_n = t_n - t_{n-1} \quad (n = 1, 2, 3, \dots, t_0 = 0)$$

と表すこととし、時刻 t_n において測定された分極抵抗を R_{pTn} と表すこととする。 R_{pTn} は経過時間 Δt_n 中一定であると考え、経過時間 Δt_n 中の腐食減量 ΔG_n は次のように表すことができる。

$$\Delta G_n = \alpha \frac{1}{R_{PTn}} \cdot \Delta t_n \quad (3.3)$$

ここに、 ΔG_n : 経過時間 Δt_n における腐食減量 (g/cm²)

R_{PTn} : 時刻 t_n において測定された分極抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}^2$)

また、腐食減量 G は次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} G &= \sum \Delta G_n = \Delta G_1 + \Delta G_2 + \cdots + \Delta G_n + \cdots + \Delta G_N \\ &= \alpha \left(\frac{1}{R_{PT1}} \Delta t_1 + \frac{1}{R_{PT2}} \Delta t_2 + \cdots + \frac{1}{R_{PTn}} \Delta t_n + \cdots + \frac{1}{R_{PTN}} \Delta t_N \right) \end{aligned} \quad (3.4)$$

ここに、 G : 腐食減量 (g/cm²)

N : 最多測定回数

したがって、測定された分極抵抗の逆数と経過時間の積を順次加えた値 (ここでは分極抵抗の逆数の時間積分値、あるいは単に、時間積分値と称する) と、鉄筋の腐食減量とが線形関係にあれば、本研究で用いた測定方法は鉄筋の分極抵抗を良好に測定していると言える。

図 3.2.13 に、測定された分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係を示す。分極抵抗の逆数の時間積分値、腐食減量ともに正の範囲では、かぶりに影響されず、腐食減量と分極抵抗の逆数との間に概ね線形関係が認められる。本研究で用いた測定法は鉄筋の分極抵抗を良好に測定していると思われ、測定された分極抵抗から式 2.2.16 により測定時の腐食速度を推定することができる。ただし、分極抵抗の逆数の時間積分値が負の値を示すものが数点認められる。これは、先に述べたように、低周波電圧による抵抗より高周波電圧による抵抗が大きかった場合

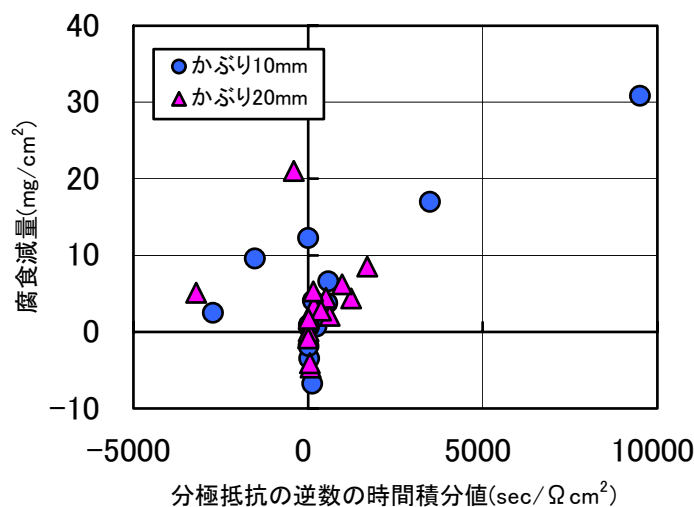


図 3.2.13 分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係

であり、設定した周波数が適切ではない可能性もあるため、周波数を変化させた測定による検討が必要であると考えられる。

図 3.2.14 に、腐食減量が正の値であるデータを用いて、式(3.4)により、測定された分極抵抗から腐食減量を推定した結果を示す。換算係数 K の値は、水溶液中の鋼についての報告値⁴⁾ $K=0.021(V)$ 、ならびにコンクリート中の鉄筋についての報告値⁵⁾ $K=0.033(V)$ を用いた。分極抵抗の逆数の時間積分値から推定した腐食減量と、測定された腐食減量とは、かぶりに影響されず、概ね一致していることがわかる。したがって、本研究で用いた方法により分極抵抗を随時測定すれば、鉄筋の腐食減量を推定できる見通しが得られた。今後データを蓄積し換算係数 K の値を適切に設定すれば、推定精度の向上が期待できると考えられる。

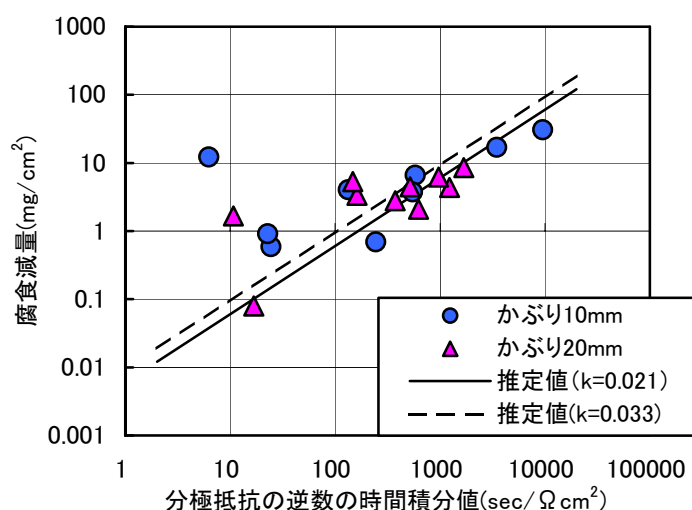


図 3.2.14 分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係

(5)課題の整理

本節の検討により、次の項目が課題として抽出された。

- ①データの蓄積により換算係数 K の値を同定する必要がある。
- ②分極抵抗の測定値が負の値を示すものが認められた。原因として、ひび割れ発生後の設定周波数が適切でないことが考えられるため、分極抵抗の周波数依存性についての経時的な検討を行い、ひび割れ状況と分極抵抗の関係について検討する必要がある。
- ③今回の実験では、かぶりが 20mm 以下と比較的小さい範囲で行った。実構造物への適用を図るためには、より大きい範囲のかぶりの影響について検討する必要がある。また、測定用の対極の長さに比べて鉄筋が非常に長い場合について、本手法の適用性を検討する必要がある。

3.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の適用

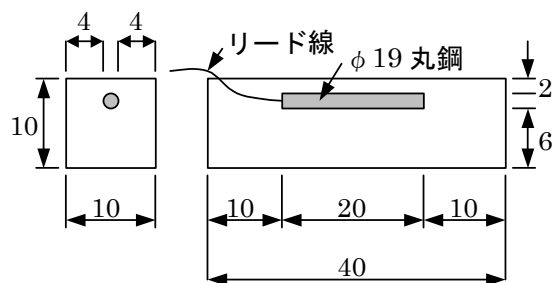
3.3.1 交流インピーダンス法を用いた腐食検知実験

(1)実験の概要

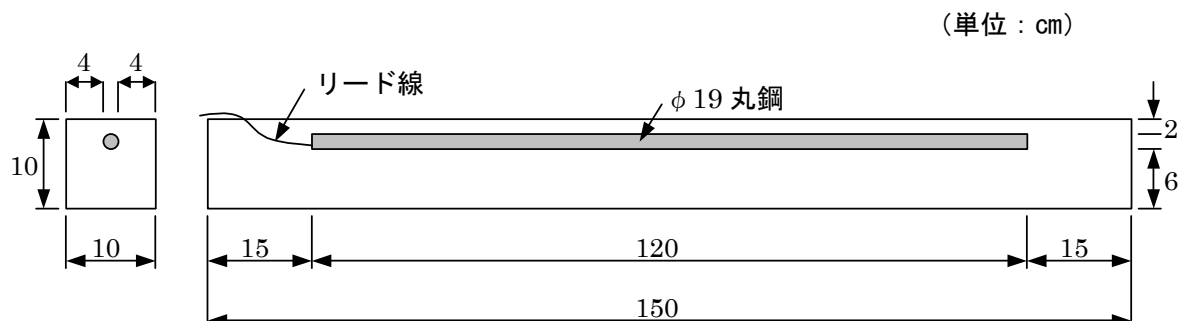
短い鉄筋を有する試験体を用いて、交流インピーダンス法による腐食検知実験を行い、同手法による腐食速度の推定の可能性、腐食面積、腐食減量などの腐食状態の推定の可能性について検討した。また、同一試験体のかぶりの異なる面からの測定を行い、測定面の違いが推定結果に与える影響について検討した。さらに、長さの異なる試験体を用いて、鉄筋の長手方向の腐食分布推定への可能性についても検討した。

(2)試験体

試験体は、図 3.3.1 に示すように、Sシリーズ、Lシリーズの2種類製作した。Sシリーズは、100mm×100mm×400mm の形状で、長さ 200mm の $\phi 19$ mm 丸鋼をかぶり 20mm となるように 1 本配置している。Lシリーズは、Sシリーズと同じ断面形状で、長さが 1500mm であり、長さ 1200mm の $\phi 19$ mm 丸鋼を 1 本配置している。同一断面形状で長さの異なる2種類の試験体を使用したのは、対極の長さが 190mm のセンサーを用いて、これとほぼ同じ長さの鉄筋と、約6倍の長さの鉄筋の交流インピーダンスを測定し、鉄筋長さの影響を検討するためである。なお、鉄筋端部には電流を流すためのリード線をネジで接続し、防水塗料を塗布している。



a) S シリーズ試験体



b) L シリーズ試験体

図 3.3.1 試験体の形状・寸法

表 3.3.1 試験体名と腐食促進期間

シリーズ名	試験体名	腐食促進期間 (日)
Sシリーズ (鉄筋長：20cm)	S-1, S-2, S-3	29
	S-4, S-5, S-6	62
	S-7, S-8, S-9	91
	S-10, S-11, S-12	122
	S-13, S-14, S-15	157
	S-16, S-17, S-18	180
	S-19, S-20, S-21, S-22, S-23, S-24	192
Lシリーズ (鉄筋長：120cm)	L-1	29
	L-2	62
	L-3	91
	L-4	122
	L-5	157
	L-6	180
	L-7, L-8	192

試験体は、表 3.3.1 に示すように、腐食促進期間毎にSシリーズ 3 体、Lシリーズ1体を標準とした。Sシリーズ試験体は 24 体、Lシリーズ試験体は 8 体の合計 32 体製作した。

試験体に使用したコンクリートの配合は表 3.2.3 に示す通りである。

(3)使用材料

使用した鉄筋、セメント、骨材、練混ぜ水、混和剤は、前節「3.2 分極抵抗法を用いた鉄筋腐食検査法の検討」と同様である。

(4)測定装置

交流インピーダンス測定装置として、図 3.3.2 に示す装置を用いた。前節「3.2 分極抵抗法を用いた鉄筋腐食検査法の検討」との違いは、関数発生器に代わり周波数応答解析器 (FRA、NF 回

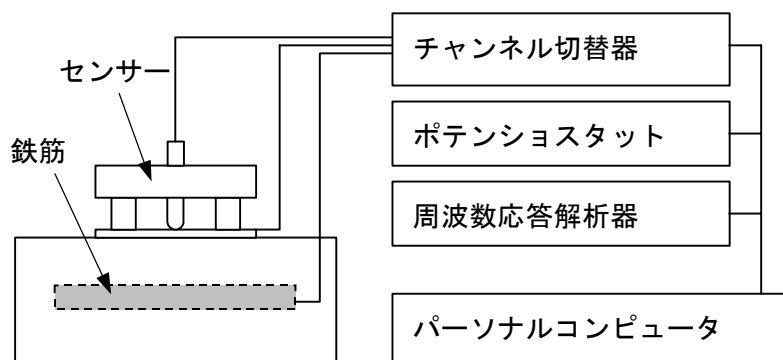


図 3.3.2 交流インピーダンス測定装置の構成

路ブロック製、製品名:S-5720C)を用いていることのみである。電極は図 3.2.5 と同じものを使用し、接触液も前節と同様に飽和水酸化カルシウム水溶液を用いた。

(5)実験方法

実験の手順は前節と同様に図 3.2.6 に示す通りである。試験体は製作後、腐食促進試験に供した。約 4 週間間隔で全試験体の交流インピーダンスを測定し、所定の期間を経過した試験体を解体し、鉄筋の腐食減量および腐食面積を測定した。試験体の製作、鉄筋の腐食状態の測定、腐食促進試験方法も前節と同様である。試験期間は前節の結果(3ヶ月～4ヶ月後に腐食によるひび割れが発生)をもとに、最長約6ヶ月間とした。

(6)交流インピーダンスの測定

図 3.2.5 に示す電極をコンクリート表面に設置し、交流インピーダンスを測定した。初回の測定は、腐食促進試験開始後、約2ヶ月で行い、その後約1ヶ月間隔で約6ヶ月まで測定を行った。Sシリーズ試験体については、電極の設置位置の影響を把握するため、図 3.3.3 に示すように、4つの面(A面:かぶり 40mm、B面:かぶり 60mm、C面:かぶり 40mm、D面:かぶり 20mm)からそれぞれ測定した。

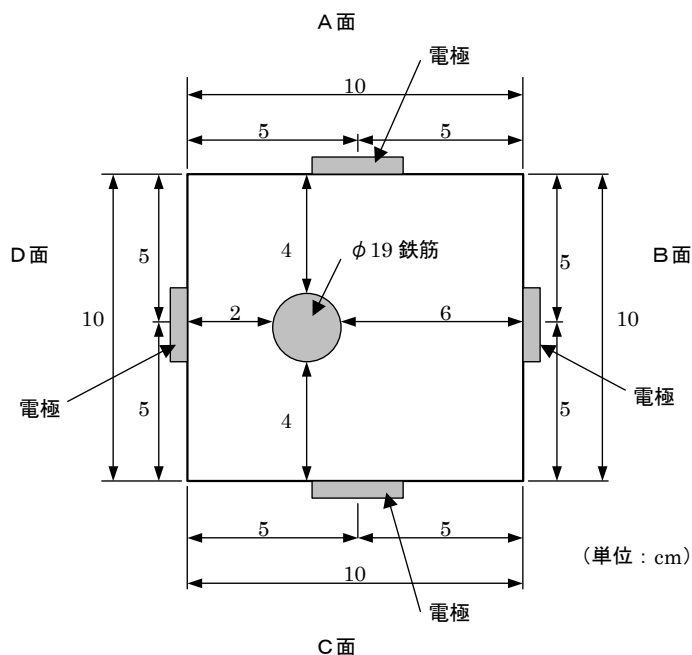


図 3.3.3 電極の設置位置 (Sシリーズ試験体)

Lシリーズ試験体については、図 3.3.4 に示すように、長さ 1200mm の鉄筋を長さ 200mm の区

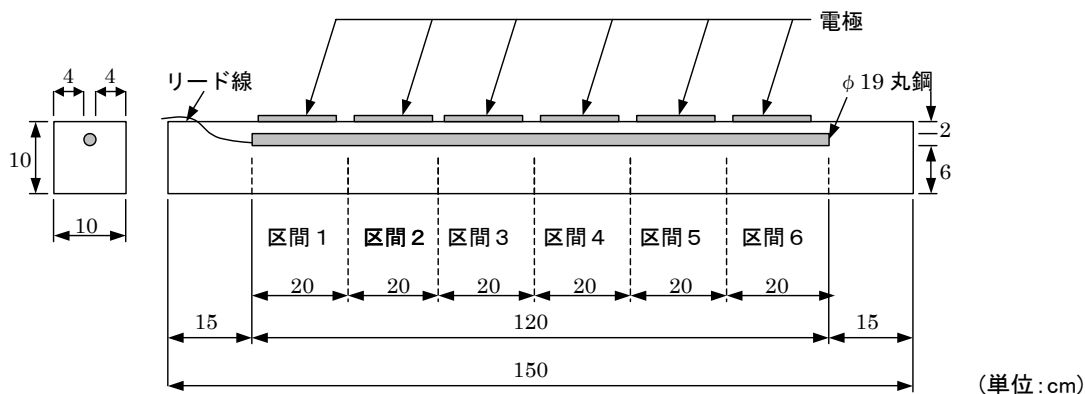


図 3.3.4 電極の設置位置と鉄筋区間の区分 (Lシリーズ)

間6つに区分し、それぞれの部分の直上のコンクリート表面(かぶり 20mm)に電極を設置し、測定を行った。印加電圧は自然電位に対して $\pm 50\text{mV}$ 、周波数は $10\text{mHz}\sim 10\text{kHz}$ の範囲で変化させた。印加電圧および周波数範囲は、初回の測定時に試行錯誤を繰返し、最も滑らかなインピーダンス軌跡が得られる値を設定した。上記の設定での1点あたりの測定所要時間は約6分であった。

3.3.2 交流インピーダンス法の適用性の検討

(1)鉄筋の腐食減量と腐食面積

Sシリーズ試験体の鉄筋の腐食面積率と経過時間の関係を図 3.3.5 に、腐食減量と経過時間の関係を図 3.3.6 に示す。また、Lシリーズ試験体の腐食面積率と腐食減量を表 3.3.2 に示す。ここに、経過時間は腐食促進試験開始後の日数を示す。腐食面積率は、腐食面積を鉄筋の全表面積で除した値である。腐食減量は、試験前後の重量変化を鉄筋の全表面積で除した値である。Lシリーズ試験体の腐食面積率については、鉄筋を交流インピーダンス測定位置に対応する6つの区間に区分し、それぞれの腐食面積率を算出した。腐食減量については、鉄筋1本あたりの値(全区間の平均値)である。

Sシリーズ試験体では、同じ経過時間における腐食減量、腐食面積率の値は、ばらつきが大きいものの、平均値で見ると腐食面積率、腐食減量ともに、時間経過に従い増大する傾向が認められ、192 日後には腐食面積率は約 80%、腐食減量は約 $65\text{mg}/\text{cm}^2$ に達している。経過日数 91 日の前後で、増大の割合は大きく変化し、91 日より後の方が増大の割合は大きい。これは、促進試験開始 91

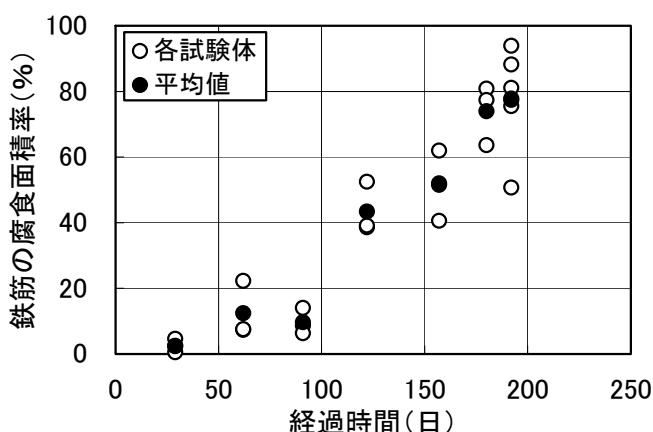


図 3.3.5 Sシリーズ試験体の鉄筋の腐食面積率と経過時間の関係

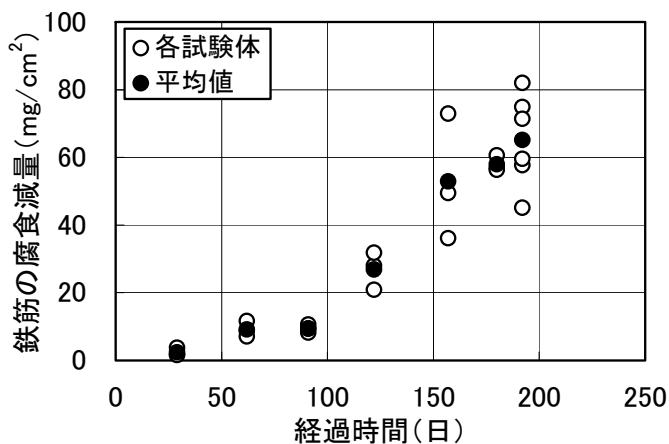


図 3.3.6 Sシリーズ試験体の鉄筋の腐食減量と経過時間の関係

日～122 日後に、鉄筋の腐食によるひび割れがかぶりの最も小さい面に発生したことから、ひび割れを通じて塩分や酸素などが鉄筋に到達しやすくなったためであると考えられる。従来から言われているように、ひび割れの発生により、鉄筋の腐食速度が著しく増大することが確認できた。また、今回用いた試験体では、ひび割れ発生時の腐食減量は $10\sim30\text{mg/cm}^2$ 程度の値であると考えられる。(図 3.3.6 参照)

Lシリーズ試験体では、腐食面積率は鉄筋の区間によりばらつきはあるものの、平均値で見ると、時間経過に従って増大する傾向を示す。腐食減量についても時間経過に従い増大する傾向を示している。Sシリーズ試験体の腐食面積率、腐食減量と比較すると、Lシリーズの方が若干小さい値を示している。これは、同一鉄筋上にほとんど腐食していない部分(区間)が存在するためであり、長い鉄筋の方が平均的には腐食程度が小さくなる傾向が認められた。この理由の一つとして、一種のマクロセル腐食が生じ、腐食位置が限定されたことが考えられる。また、Lシリーズ試験体も促進試験開始 91 日～122 日後に、鉄筋の腐食によるひび割れがかぶりの最も小さい面に発生した。Sシリーズと同様にひび割れが発生すると腐食面積率および腐食減量が大きく増大する傾向がある。

表 3.3.2 Lシリーズ試験体の鉄筋の腐食面積率と腐食減量

試験体名	経過時間 (日)	腐食面積率(%)						全区間平均 腐食減量 (mg/cm^2)
		区間1	区間2	区間3	区間4	区間5	区間6	
L-1	29	3.04	1.07	0.72	0.13	0.09	0.17	1.62
L-2	62	3.20	0.13	0.00	2.31	3.72	0.13	7.50
L-3	91	11.10	0.08	0.03	0.08	18.87	26.15	8.02
L-4	122	6.35	1.11	28.95	0.00	0.00	37.56	12.51
L-5	157	62.83	50.02	43.12	35.22	0.00	0.00	21.47
L-6	180	78.17	3.27	28.14	69.99	69.01	59.05	41.08
L-7	192	23.48	8.32	41.21	3.94	4.35	66.07	20.48
L-8	192	76.11	64.01	12.97	22.84	38.54	2.86	31.58

(2)交流インピーダンスの測定結果

周波数を変数としたインピーダンスの軌跡を、複素平面(縦軸:虚数、横軸:実数)上にプロットした(Cole-Cole プロット)。Sシリーズ試験体の Cole-Cole プロットの例(試験体名:S-16、測定面:D面)を図 3.3.7 に示す。

インピーダンス軌跡の形状は、いずれの試験体についても、若干虚数軸方向に歪んだ2つの半円が連続しているような形状である。すなわち、インピーダンスの実数部分は、低周波数になるほど大きくなるが、虚数部分は、大きくなったり、小さくなったりしている。

水溶液中の鋼のインピーダンス測定では、1つの半円が現れることが多く、この半円の直径が分極抵抗(腐食抵抗)を表し、分極抵抗の逆数に係数を乗じることにより腐食速度を推定できるとされている。また、原点から半円までの距離は溶液抵抗を表すと考えられている。したがって、本研究で得られたインピーダンスにおいても、いずれかの半円の直径が分極抵抗である可能性が高い。

2つの半円の直径は、どちらも時間経過に従い小さくなる傾向が認められる。腐食促進試験の結果、腐食速度が増大し、このため、分極抵抗が小さくなっていくものと推測される。また、時間経過に従い半円の原点からの距離は短くなる傾向(インピーダンスの絶対値が小さくなる傾向)が認められる。これは、塩水への浸漬・乾燥の繰返しにより、コンクリートに塩化物イオンが浸透・蓄積し、コンクリートの電気抵抗が小さくなったためであると考えられる。

(3)分極抵抗の同定

得られた Cole-Cole プロットの一般形を示すと図 3.3.8 のようになる。既に述べたように、2つの半円の直径のいずれかが分極抵抗である可能性が高い。そこで、高周波数側に現れる半円が実数軸を横切る距離をR1、低周波数側に

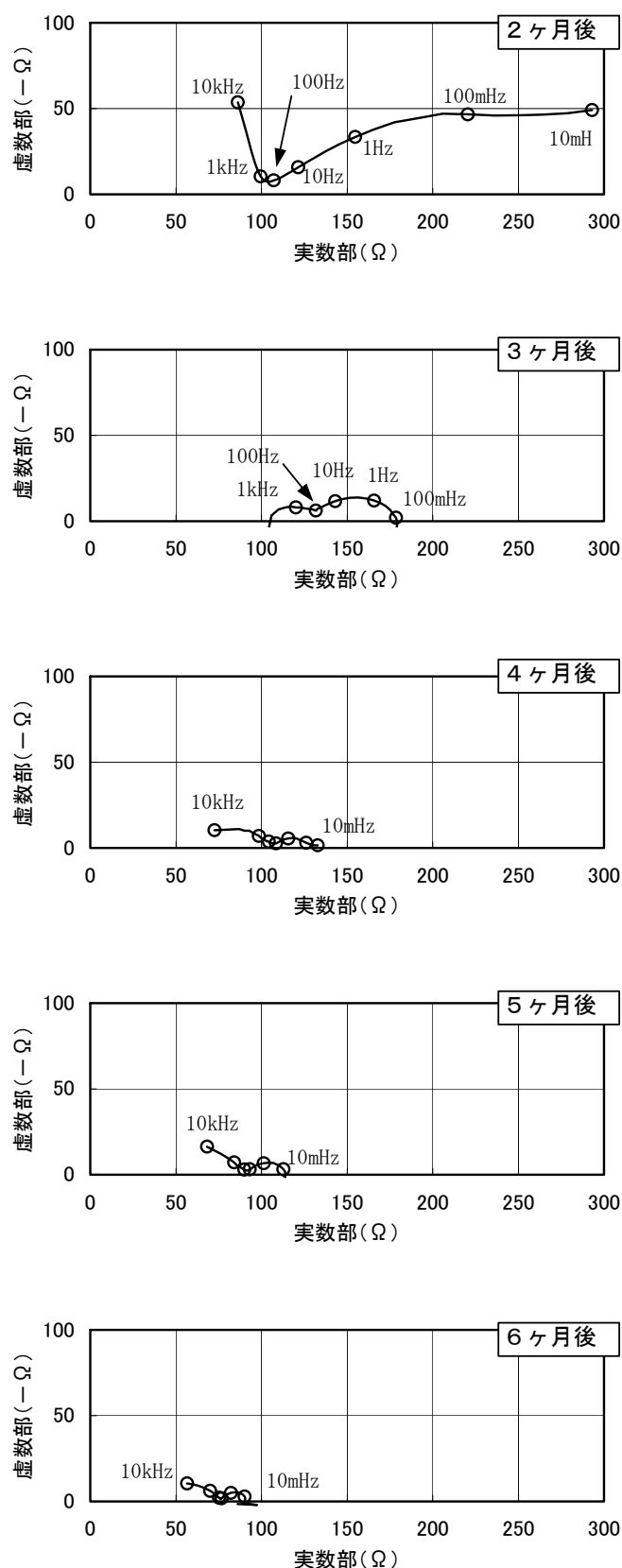


図 3.3.7 インピーダンス軌跡の経時変化の例
(試験体名:S-16、測定面:D面)

現れる半円の実数軸を横切る距離をR2として、Sシリーズ試験体の全てのD面からの測定データについて整理した。半円の近似はカーブフィットプログラム(北斗電工製)を用いて行った。

腐食促進試験期間が最も長い S-16～S-24 試験体の R1、R2 の経時変化を図 3.3.9～図 3.3.11 に示す。

腐食速度は時間経過に従い増大する傾向にあるので、分極抵抗は時間経過に従い減少する傾向にあると考えられる。R1、R2 両者とも時間経過に従い減少する傾向が認められ、経時変化からはどちらが分極抵抗を表すのかを判断することは困難である。

そこで、R1、R2 両者の逆数の時間積分値を先の 3 章 2 節と同様な方法により求め、鉄筋の腐食減量と比較した。L シリーズでは、インピーダンスの測定値に対応する鉄筋部分の腐食減量は直接測定することができなかった。このため、ここでは、S シリーズについてのみ検討を行った。

R1 の逆数の時間積分値と腐食減量の関係を図 3.3.12 に、R2 の逆数の時間積分値と腐食減量の関係を図 3.3.13 に示す。R1 の逆数の時間積分値と腐食減量の間には明確な相関関係は認められないが、R2 の逆数の時間積分値と腐食減量の間には線形関係が認められる。したがって、低周波数側の半円の直径である R2 が分極抵

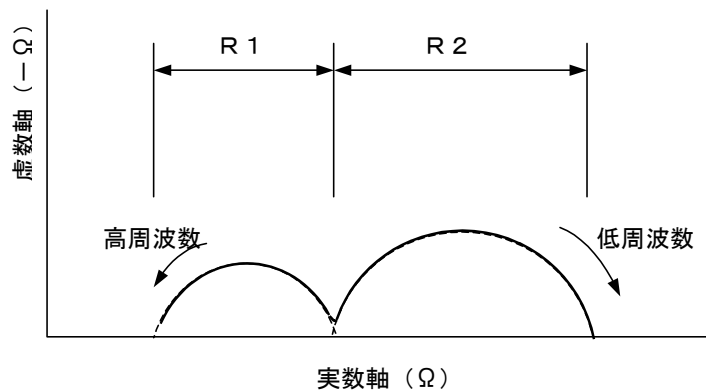


図 3.3.8 測定されたインピーダンス軌跡の一般形

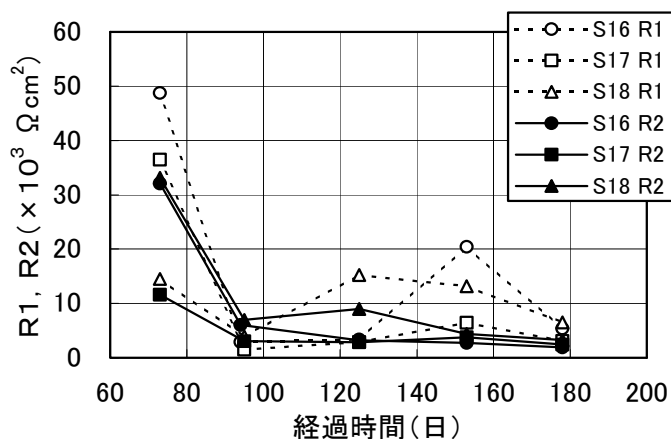


図 3.3.9 R1 および R2 の経時変化
(試験体名: S-16～S-18、測定面: D面)

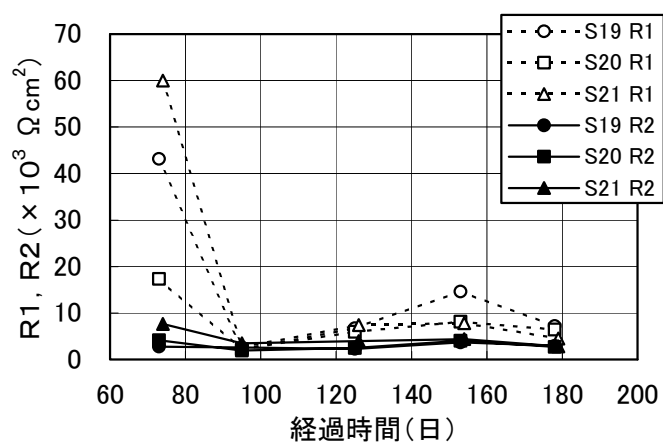


図 3.3.10 R1 および R2 の経時変化
(試験体名: S-19～S-21、測定面: D面)

抗であると考えられる。以降、R2を分極抵抗と呼ぶことにする。

分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係から、原点を通る回帰式を求めると、次式のようになる。

$$G = 0.0158 \cdot S \quad (3.5)$$

ここに、 S : 分極抵抗の逆数の時間積分値 ($\text{sec}/\Omega/\text{cm}^2$)

G : 鉄筋の腐食減量 (mg/cm^2)

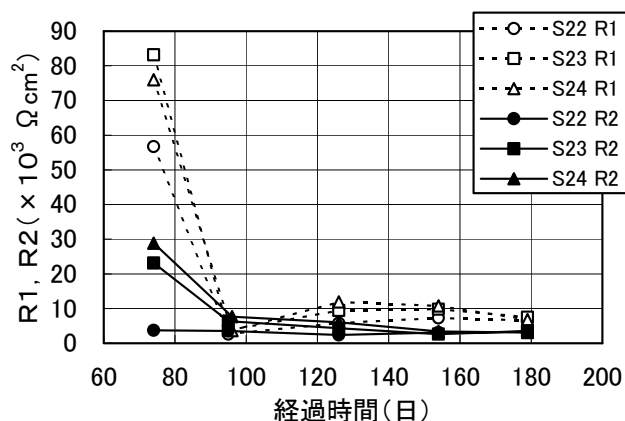


図 3.3.11 R1およびR2の経時変化
(試験体名:S-22～S-24、測定面:D面)

これより、比例定数の値は $0.0158(\text{mg}\Omega/\text{sec})$ 、 $K=0.0546(\text{V})$ と求められる。このK値については、暴露試験の結果と併せて、「3.4.3(3)交流インピーダンス法の適用性の検討」において既往の報告と比較し考察する。

一方、R1については、これが何を表しているのかを明らかにすることはできなかったが、高周波数側のインピーダンス特性はコンクリートの特性を表しているとする報告⁶⁾もあり、コンクリートの電気抵抗が現れている可能性もあると考えられる。

(4)分極抵抗からの腐食減量および腐食速度の推定

2節と同様に、各試験体の分極抵抗の逆数の時間積分値から鉄筋の腐食減量を算出し、これを腐食減量の推定値とし、実測値と比較した。結果を図3.3.14に示す。推定値は実測値と良く一致しており、 $100\text{mg}/\text{cm}^2$ 以下の微小な腐食減量を精度良く推定できていると考えられる。なお、推

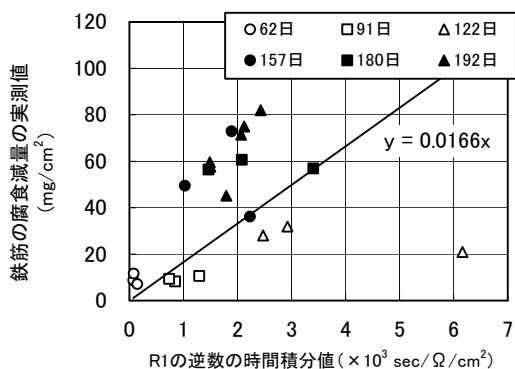


図 3.3.12 R1の逆数の時間積分値と腐食減量実測値の関係(Sシリーズ)

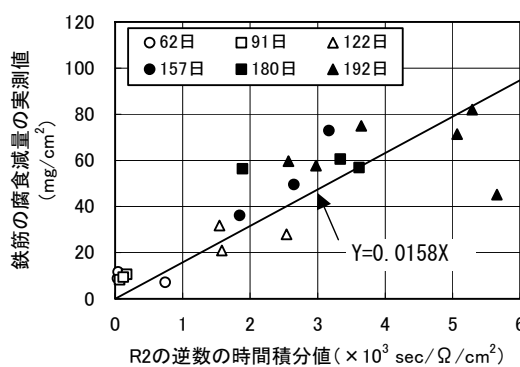


図 3.3.13 R2の逆数の時間積分値と腐食減量実測値の関係(Sシリーズ)

定値と実測値の間の相関係数は 0.85 であった。

また、式 2.2.16、式 2.2.17 により、腐食速度を推定し、実測値と比較した。結果を図 3.3.15 に示す。実測値は腐食減量の変化量を経過時間で除した値とし、推定値は、実測値の算定に用いた試験体の分極抵抗の逆数から推定した値である。ひび割れの発生した 91 日～122 日を境に腐食速度の実測値が大きく増大している様子をよく推定できている。また、ひび割れ発生後の $60 \times 10^{-7} \text{mg/cm}^2/\text{sec}$ 程度の腐食速度を概ね追跡できていると考えられる。

以上により、インピーダンスの軌跡から判読した分極抵抗を用いて、腐食速度の推定が可能であり、分極抵抗の逆数の時間積分値を求めれば、この値から鉄筋の腐食減量を推定することが十分に可能であると考えられる。

一方、分極抵抗の逆数と、この測定時の腐食面積率との関係を図 3.3.16 に、腐食減量との関

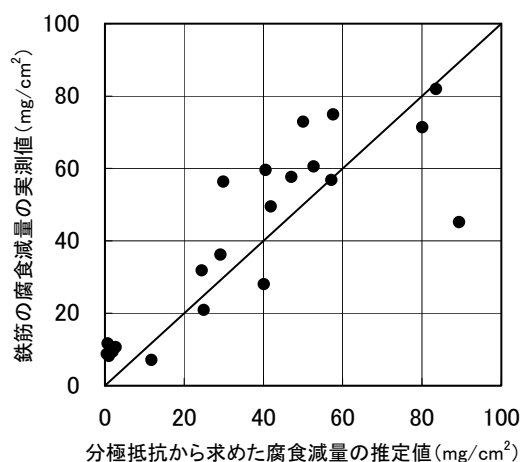


図 3.3.14 分極抵抗から求めた腐食減量の推定値と実測値の比較
(Sシリーズ試験体、測定面:D面)

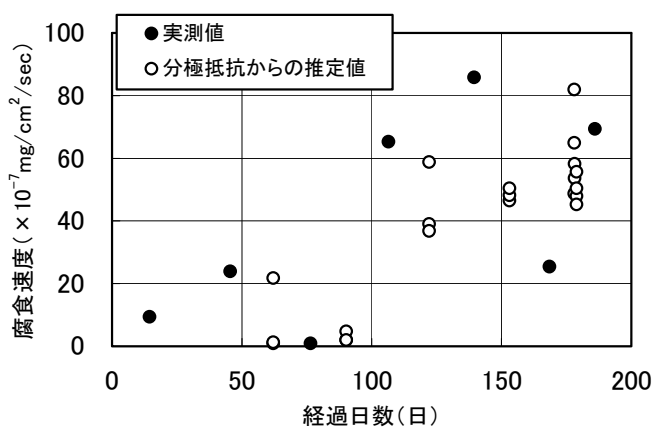


図 3.3.15 分極抵抗から求めた腐食速度の推定値と実測値の比較
(Sシリーズ試験体、測定面:D面)

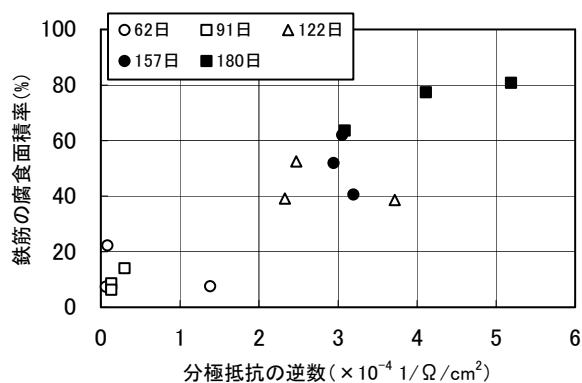


図 3.3.16 分極抵抗の逆数と測定時の腐食面積率の関係
(Sシリーズ試験体、測定面:D面)

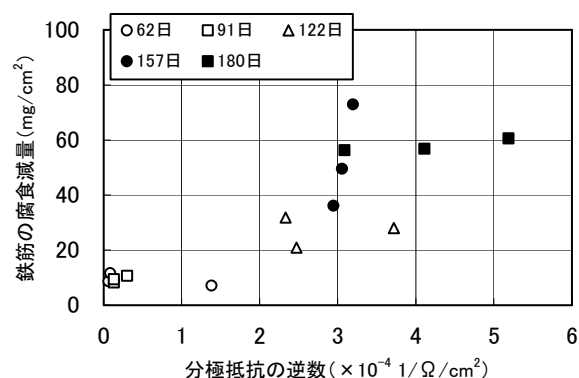


図 3.3.17 分極抵抗の逆数と測定時の腐食減量の関係
(Sシリーズ試験体、測定面:D面)

係を図 3.3.17 に示す。分極抵抗の逆数が増大すると腐食面積率が増大し、腐食減量も増大している。腐食する部分が拡大するに従って腐食速度が増大する様子を示しており、腐食が面的な広がりを呈していることが伺える。また、腐食減量も面的な広がりによって増大していることから、腐食部分の単位面積当たりの腐食速度は今回の実験ではほぼ一定であると考えられる。

このような腐食状態の場合には、従来の報告⁷⁾で見られるように、腐食面積あるいは腐食減量が大きくなると、分極抵抗の逆数が大きくなる傾向が認められる。これは、本来、分極抵抗の逆数は腐食速度を表しているが、腐食が進行し腐食部分が拡大するに従い腐食速度が増大しているため、腐食面積あるいは腐食減量が大きくなると、分極抵抗の逆数も大きくなる傾向が現れたと考えられる。したがって、腐食の傾向を大まかに把握する場合には、分極抵抗の逆数の時間積分値を用いなくても、測定された時点の分極抵抗の逆数から、腐食状態をある程度推定することが可能であると考えられる。

(5)鉄筋長手方向の腐食分布の推定

ここでは、鉄筋長が対極の6倍の長さの試験体であるLシリーズ試験体について、対極直下の鉄筋の腐食状態の推定精度を検証する。腐食促進期間が最も長いL-6試験体の2ヶ月、4ヶ月、6ヶ月経過時のそれぞれのインピーダンス軌跡(Cole-Cole プロット表示)、ひび割れ状況、最終腐食状況を図 3.3.18～図 3.3.20 に示す。インピーダンス軌跡は、Sシリーズと同様に、2つの半円が連続した形状である。分極抵抗を表す低周波数側の半円(R2)に着目すると、測定位置によりその値は大きく異なる値を示している。また、時間経過に従い、R2は減少する傾向が認められる。さらに、R2の大きさとひび割れ状況、腐食状況を比較すると、腐食し、ひび割れの発生して

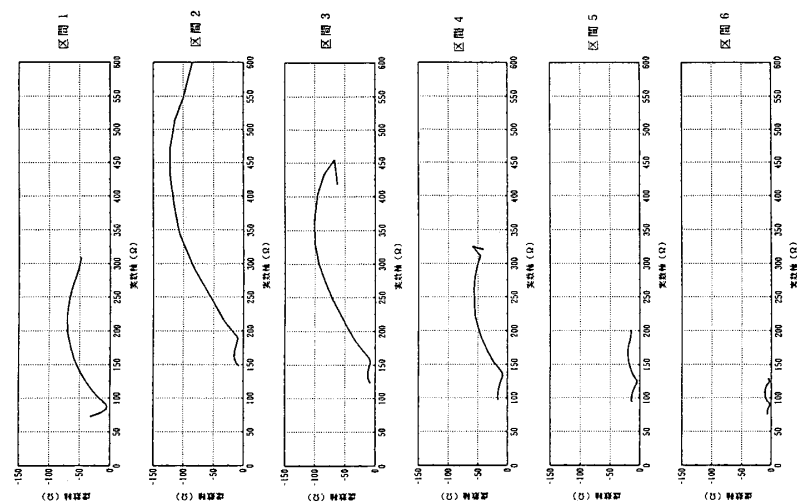


図 3.3.18 Lシリーズ試験体の区間毎のインピーダンス軌跡の例
(試験体名：L-16, 経過時間：2カ月)

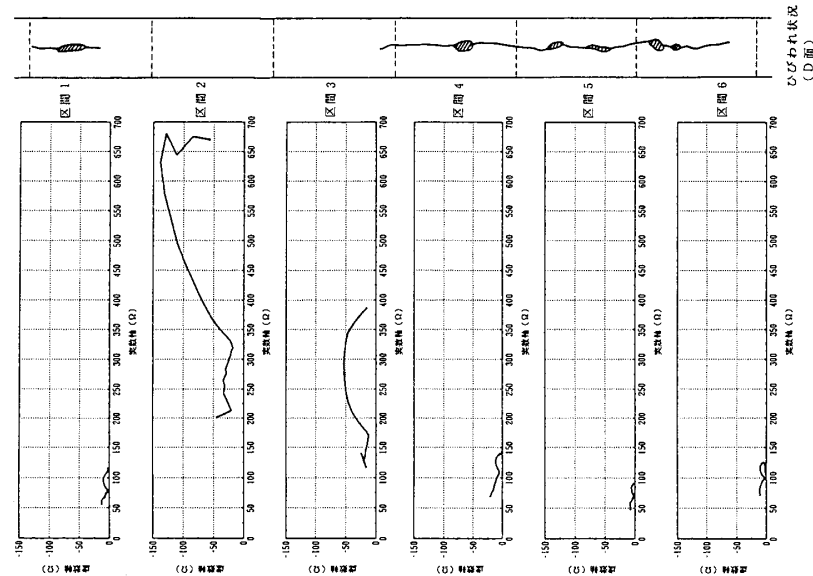


図 3.3.19 Lシリーズ試験体の区間毎のインピーダンス軌跡および
ひびわれ状況の例 (試験体名：L-16, 経過時間：4カ月)

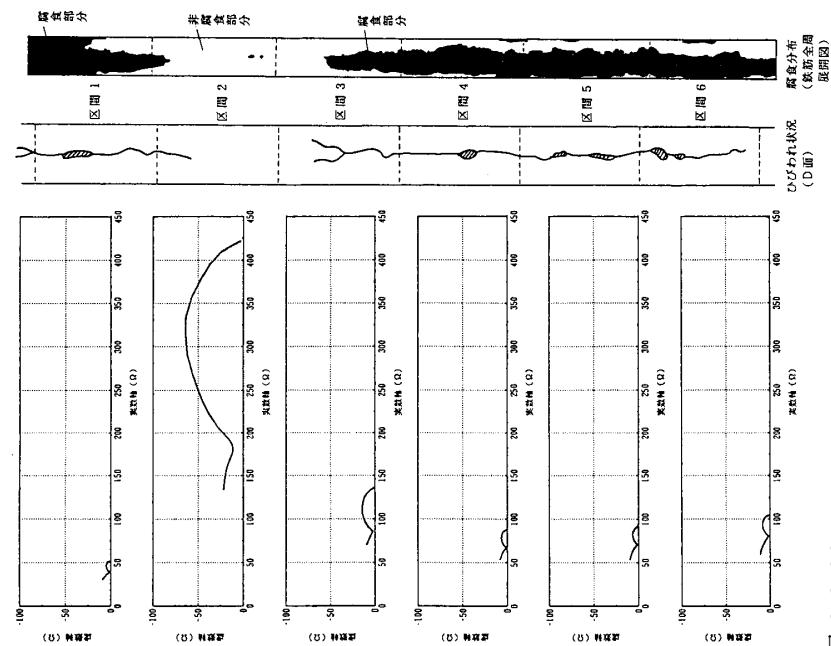


図 3.3.20 Lシリーズ試験体の区間毎のインピーダンス軌跡、
ひびわれ状況および鉄筋の腐食状態の例
(試験体名：L-16, 経過時間：6カ月)

いる位置のR2は概ね小さいが、区間3のように、2ヶ月後から4ヶ月後までの間にR2が大きく減少し、6ヶ月後にひび割れが発生している例もある。これは、ひび割れがR2の減少の直接的な原因ではなく、腐食速度の増大により分極抵抗(R2)が減少し、ひび割れが発生するとさらに腐食速度が加速されるため、R2が極めて小さくなるためであると考えられる。これらのことから、定性的にはあるが、対極直下の部分の分極抵抗、すなわち腐食速度が良好に測定されていることが伺える。

Sシリーズ試験体の結果から得られた関係式 3.5 を用いて、測定された分極抵抗の逆数の時間積分値から腐食減量を推定し、実測値と比較した。結果を図 3.3.21 に示す。ここで、Lシリーズ試験体の腐食減量は鉄筋全体の値であるので、各区間の腐食面積の割合に応じて、この値を配分したものを各区間の腐食減量とした。腐食減量の推定値は実測値よりも若干小さい値を示しているが、比較的精度良く腐食減量を推定できていると考えられる。鉄筋長が対極長の6倍であるLシリーズ試験体についても、電流の大部分は対極直下の部分に流れるため、測定位置の鉄筋の腐食状態を良好に推定できていると考えられる。

また、Lシリーズでは、腐食量のばらつきが大きく、腐食減量の経時変化から腐食速度を求めると負の値を示すものがあった。このため、腐食速度の実測値を算出することができず、推定値との比較は行わなかった。しかし、前述のように腐食減量を良好に推定できていることから、単位時間あたりの腐食量である腐食速度を良好に測定できていると推測される。

一方、分極抵抗の逆数と測定時の腐食面積率との関係について検討する。Lシリーズ試験体における分極抵抗の逆数と測定位置の腐食面積の関係の例を図 3.3.22 ～ 図 3.3.23 に示す。分極抵抗の逆数の分布形状は、腐食面積率の分布形

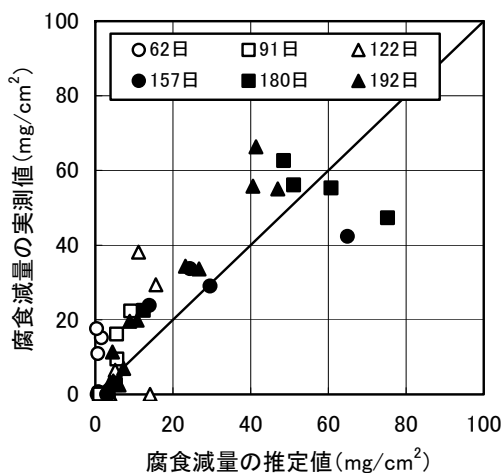


図 3.3.21 分極抵抗から求めた腐食減量の推定値と実測値の比較 (Lシリーズ)

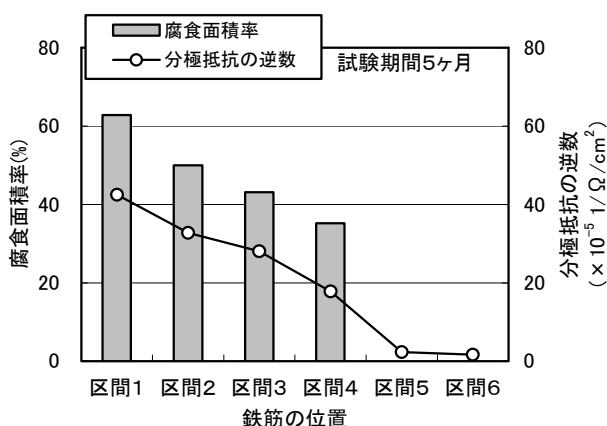


図 3.3.22 腐食面積率と分極抵抗の逆数の分布 (試験体名:L-5)

状を非常に良く表している。また、Lシリーズ全試験体における分極抵抗の逆数と測定位置の腐食面積率の関係を図 3.3.24 に、腐食減量との関係を図 3.3.25 に示す。Sシリーズと同様に、腐食部分の拡大に従い腐食速度が増大し、腐食が面的な広がり呈していることが伺える。また、分極抵抗の逆数と腐食面積率、あるいは腐食減量との間に非常に強い正の相関関係が認められる。したがって、分極抵抗の逆数から、鉄筋の長手方向の腐食状態の分布を推定することができると考えられる。ただし、前述のように、分極抵抗の逆数は本来腐食速度を表す値であるため、分極抵抗の逆数からの直接の腐食状態推定は理論的な根拠に乏しい。定量的な腐食状態の推定法として確立するためには、異なる環境中のデータを取得するなどの検討が今後さらに必要であると考えられる。

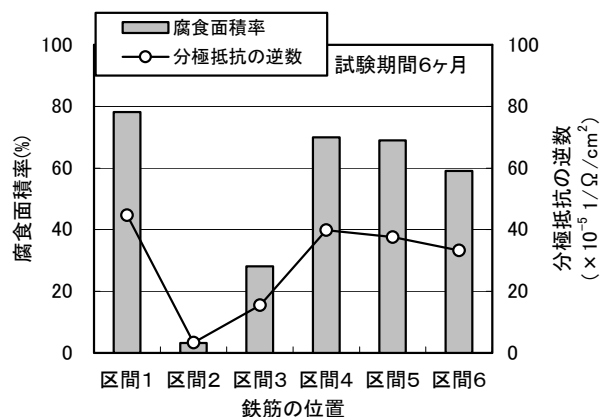


図 3.3.23 腐食面積率と分極抵抗の逆数の分布
(試験体名:L-6)

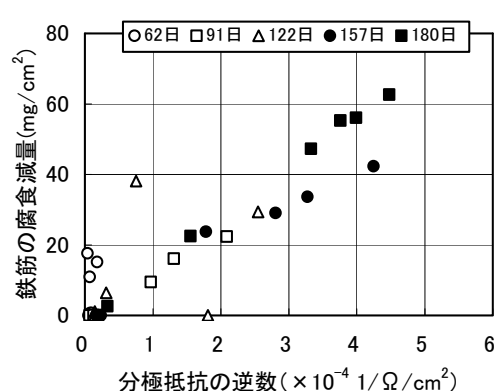
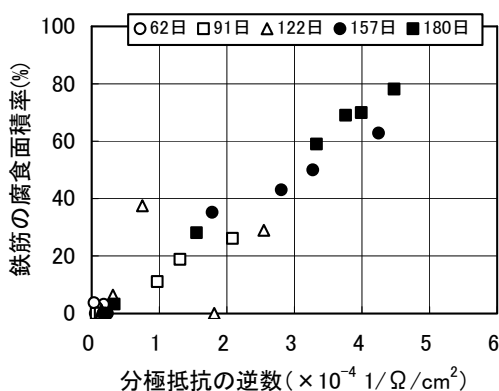


図 3.3.24 分極抵抗の逆数と測定時の腐食面積
面積の関係(Lシリーズ)

図 3.3.25 分極抵抗の逆数と測定時の腐食
減量の関係(Lシリーズ)

(6) 断面方向の測定位置の影響の検討

Sシリーズでは、鉄筋に最も近い位置(D面)に対極を設置してインピーダンスの測定を行ったが、同様に他の3つの面(A面、B面、C面)についても対極をそれぞれ設置して測定した。ここでは、測定面を変えて同じ鉄筋を測定した結果を基に、腐食状態推定に与える断面方向の測定位置の影響について検討する。

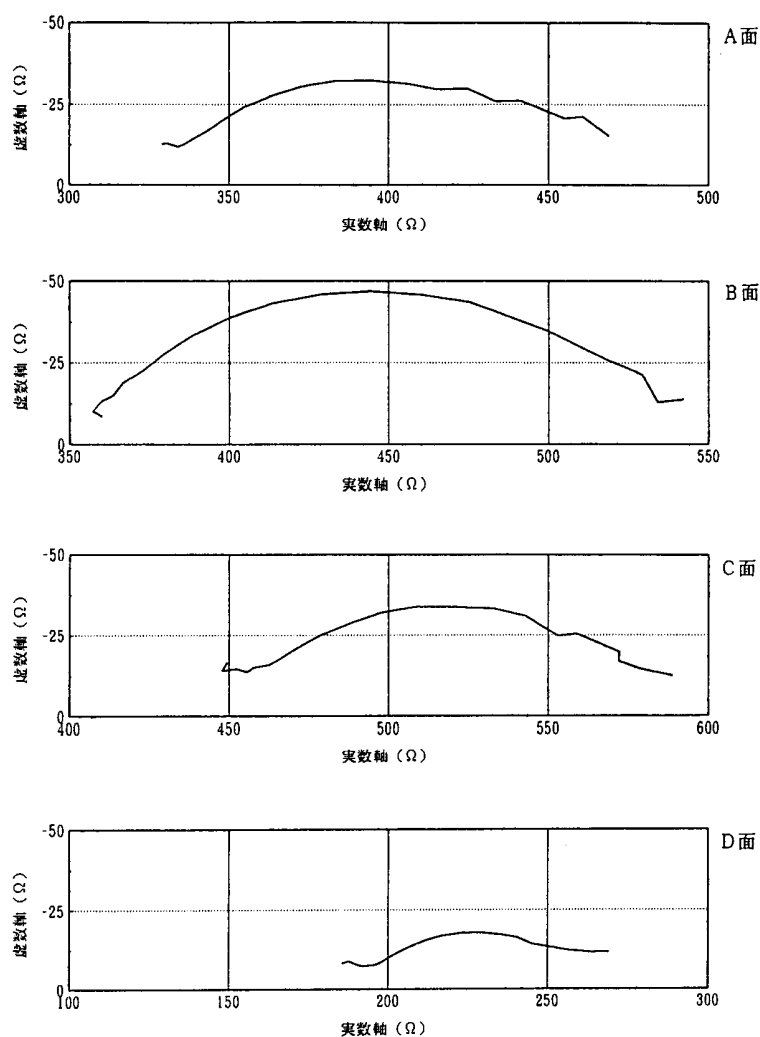


図 3.3.26 インピーダンス軌跡の測定面による違いの例
(試験体名 S-18, 経過時間 4 ヶ月)

図 3.3.26 に、対極の位置を変えて測定したインピーダンス軌跡の例(試験体名:S-18、腐食促進期間:4ヶ月)を示す。分極抵抗を表す低周波数側の半円の直径は、同じ鉄筋であるにもかかわらず、異なった値を示している。分極抵抗の最も小さいのはD面(かぶり:2cm)に対極を設置した場合であり、次がA面(かぶり:4cm)とC面(かぶり:4cm)、最も大きいのはB面(かぶり:6cm)に対極を設置した場合である。一見、かぶりの大きさが分極抵抗の測定値に影響を与えているように見える。しかし、分極抵抗の経時変化からは、測定面位置の影響は初期にはあまり認められず、腐食促進期間が長くなるに従い、顕著に現れている(図 3.3.27 参照、試験体名:S-16)。かぶりの大きさが分極抵抗の測定値に影響を与えているのであれば、影響度合いは初期から現れると考えるのが妥当である。したがって、かぶりの大きさ、すなわちかぶりコンクリートの電気抵抗が分極抵抗の測定値に影響を与えているとは考えにくい。

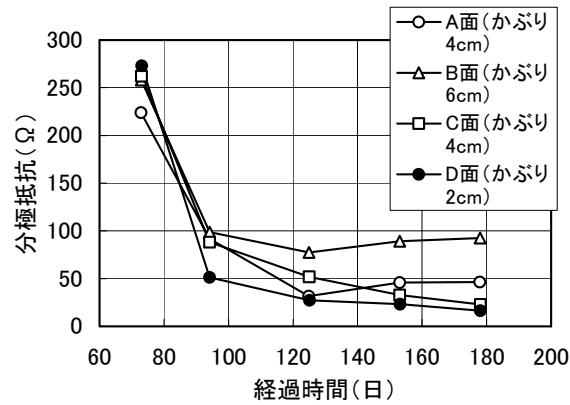


図 3.3.27 異なる面から測定した分極抵抗の経時変化の例(試験体名:S-16)

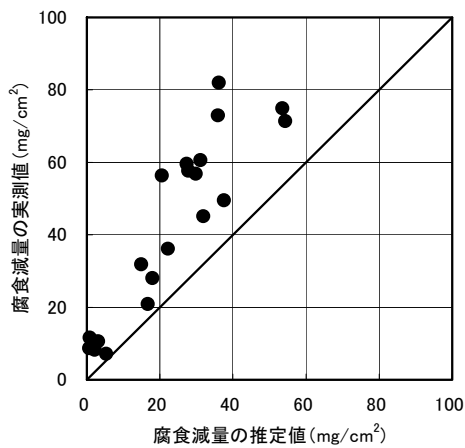


図 3.3.28 A面から測定した分極抵抗から求めた腐食減量の推定値と実測値の比較

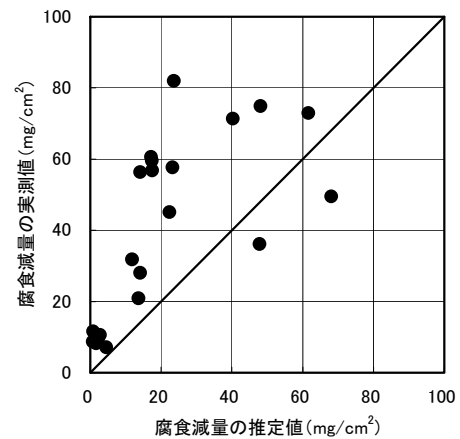


図 3.3.29 B面から測定した分極抵抗から求めた腐食減量の推定値と実測値の比較

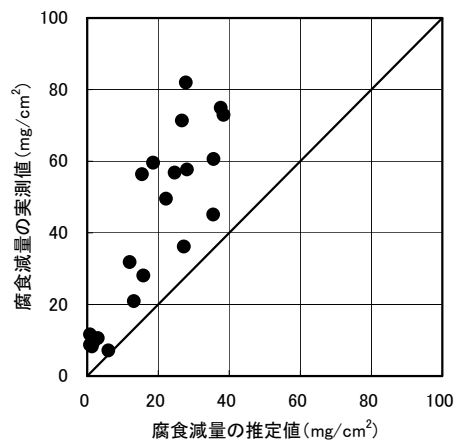


図 3.3.30 C面から測定した分極抵抗から求めた腐食減量の推定値と実測値の比較

D面に対極を設置して得られた分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係式(3.5)を用いて、他の3つの面から測定した分極抵抗から、それぞれ腐食減量を推定し、実測値と比較した。結果を図 3.3.28～図 3.3.30 に示す。腐食減量の推定値は実測値の 1/1.5～1/2.5 程度の値を示している。推定値が実測値に比較して最も小さいのがB面であり、次にC面、A面の順である。

また、式 2.2.16、式 2.2.17 により、A面、B面、C面それぞれの面から測定した分極抵抗の値を用いて推定した腐食速度と、腐食速度の実測値の比較を図 3.3.31～図 3.3.33 に示す。腐食速度の増大傾向は追跡できているが、その値は全体的に小さい値となっている。

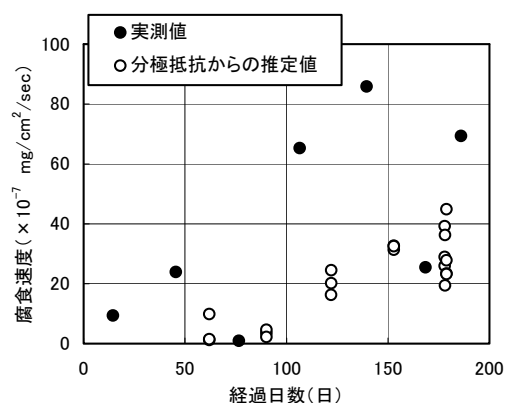


図 3.3.31 A面から測定した分極抵抗からの腐食速度の推定値と実測値の比較

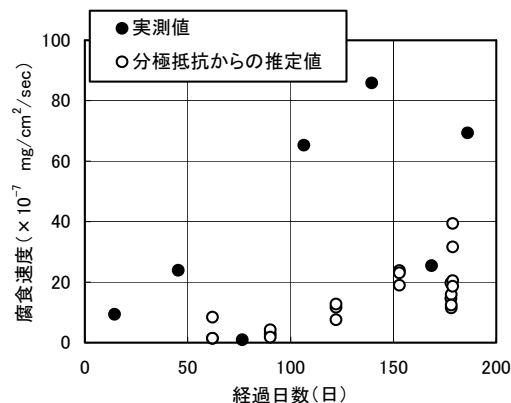


図 3.3.32 B面から測定した分極抵抗からの腐食速度の推定値と実測値の比較

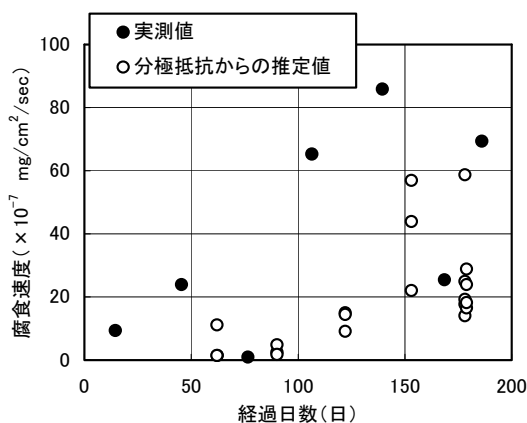


図 3.3.33 C面から測定した分極抵抗から求めた腐食速度の推定値と実測値の比較

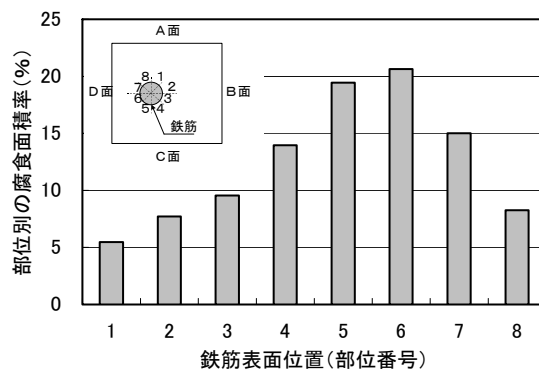


図 3.3.34 部位別腐食面積率の平均値の分布

ここで、鉄筋断面を周方向に8等分し(図 3.3.34 参照)、鉄筋全周の腐食面積に対する各部分の腐食面積の割合(部位別腐食面積率と定義する)を求めた結果を表 3.3.3 に示す。また、全試験体の部位別腐食面積率の平均値を図 3.3.34 に示す。相対的に、かぶりの小さい位置の部位別腐食面積率が大きく、かぶりの大きい部分の部位別腐食面積率は小さい。腐食は鉄筋周上の

かぶりの小さい部分に多く生じていることが分かる。そして、この大小関係の傾向は、分極抵抗の逆数の大小関係、ならびに分極抵抗からの腐食減量の推定値の大小関係の傾向と一致する。

表 3.3.3 各試験体の鉄筋周方向の腐食面積率の分布

(単位：％)

供試体名	部位別腐食面積比率							
	1	2	3	4	5	6	7	8
S04	0.11	0.34	7.35	13.58	40.95	31.71	4.84	1.12
S05	4.11	14.31	9.24	19.81	27.13	19.87	4.55	0.98
S06	1.81	31.25	7.98	22.31	26.84	9.06	0.37	0.37
S07	0.54	0.00	0.00	0.00	8.14	41.78	41.68	7.86
S08	0.00	2.85	16.88	2.60	4.94	38.02	27.89	6.81
S09	0.00	1.00	1.17	23.20	46.98	26.17	1.48	0.00
S10	0.00	0.28	2.69	15.11	20.29	26.00	25.05	10.59
S11	17.82	9.31	2.08	1.81	8.40	21.46	18.81	20.30
S12	0.00	0.00	1.12	14.14	31.23	21.08	19.15	13.28
S13	6.14	0.00	0.17	10.46	20.40	22.54	23.94	16.35
S14	0.00	4.81	17.13	18.63	19.97	19.23	18.25	1.96
S15	35.25	29.61	20.71	3.65	0.79	0.17	0.70	9.13
S16	10.42	6.30	3.36	13.73	17.33	16.52	17.42	14.91
S17	5.25	0.56	10.72	16.70	15.73	17.24	16.92	16.89
S18	1.45	1.26	6.33	18.07	19.95	21.54	19.64	11.77
S19	0.00	5.90	19.12	20.05	21.83	20.82	11.93	0.35
S20	6.74	11.81	15.19	15.41	15.58	15.95	13.58	5.74
S21	7.39	10.09	14.16	14.17	13.94	14.47	13.93	11.85
S22	5.03	10.95	13.94	14.69	14.39	14.30	14.67	12.04
S23	8.63	16.47	17.73	17.11	17.27	16.95	4.85	0.99
S24	4.13	4.68	13.75	17.56	16.08	18.24	15.43	10.14
合計	114.84	161.77	200.80	292.80	408.15	433.14	315.09	173.42
合計の部位別割合	5.47	7.70	9.56	13.94	19.44	20.63	15.00	8.26

3.4 自然環境における交流インピーダンス法の適用性評価

3.4.1 検討の概要

交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食非破壊検査法を、全国3地点の海岸に暴露した鉄筋コンクリートはり試験体に適用し、鉄筋の腐食減量の推定手法について検討した。暴露場所は、北海道の松前町(松前)、愛知県の中部電力西名古屋火力発電所(名古屋)、ならびに沖縄県の沖縄電力石川火力発電所(沖縄)であり、このうち名古屋は干満帯、他の地点は大気中である。交流インピーダンス法による測定は約6ヶ月間隔で行い、約12ヶ月間隔で1体の試験体を回収し、解体して鉄筋の腐食状態を把握した。暴露期間は約7年間である。

3.4.2 鉄筋コンクリートはり部材の海岸暴露実験

(1)暴露地点

暴露場所は、北海道松前町(以降、松前と称する)、愛知県名古屋市(以降、名古屋と称する)、沖縄県石川市(以降、沖縄と称する)の3地点である。これらの地点の概要および選定理由は次の通りである。また、暴露地点の状況を図3.4.1に示す。

①松前

松前は、北海道の日本海側に位置し、冬季は海からの季節風が強く吹く地点である。暴露場所は、砂利浜と道路の境界付近であり、海岸線からの距離が約25m程の大気中で、直接海水には接しないが、海水の飛沫が飛来する環境である。塩害環境に加え、コンクリートの凍結融解も生じ、塩害と凍害の複合的な劣化が生じる可能性があると予測し選定した。年平均気温は8.5℃(函館)である。

②名古屋

暴露場所は、伊勢湾に面した火力発電所の護岸の外側であり、潮の干満により試験体は1日に2回水没する。湾内のため、通常の波浪は比較的小さいが、船舶が通行すると一時的に大きな波が打ち寄せ、波を被る場合がある。気候および地理的に我が国の平均付近であると考えて選定した。年平均気温は15.1℃である。

③沖縄

石川市は、沖縄本島のほぼ中央の太平洋側に位置し、入り江の奥にあるため、波浪は比較的小さい。暴露地点は火力発電所護岸の内側の空気中であり、通常は直接海水には接しないが、台風などの接近時には波しぶきが掛かることがある。高温多湿であるため我が国の中で最も塩害の被害が多い地域の一つであることを考慮して選定した。年平均気温は22.4℃(那覇)である。

各地点の試験体は、長手方向が海岸線に直交するようにほぼ等間隔(10cm程度)に平行に設置した。木製角材あるいはH型鋼材の上に試験体を設置し、地面から試験体下面までの距離を10cm以上確保した。暴露期間は約7年間である。

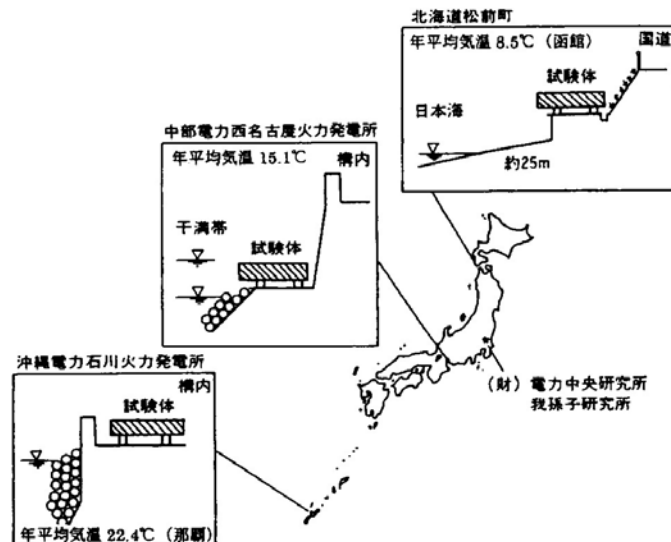


図 3.4.1 各暴露地点の状況

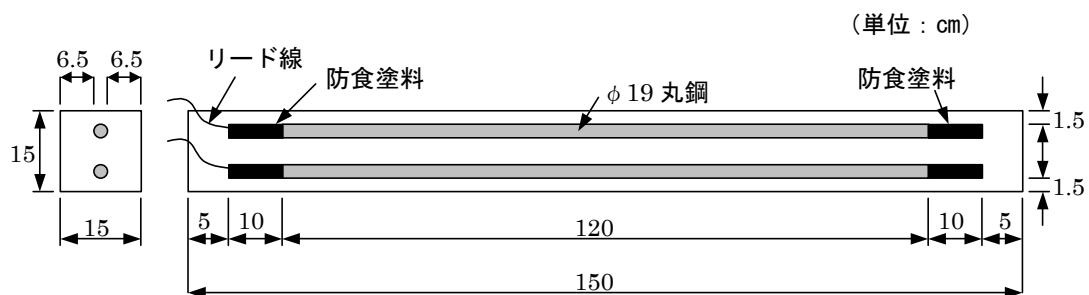


図 3.4.2 暴露試験に用いた試験体の形状・寸法

(2)試験体

用いた試験体は、図 3.4.2 に示すように、幅 150mm、高さ 150mm、長さ 1500mm のはりである。鉄筋はφ19mm、長さ 1400mm の丸鋼(SR235)とし、上側と下側に各1本配置した。鉄筋の試験区間を中央部分の 1200mm とし、両端の各 100mm の部分は防食塗料(タールエポキシ JIS I 種適合品)で被覆した。鉄筋腐食を生じやすくするため、かぶりを 15mm と小さく設定した。打設時に、型枠から樹脂製の釣り糸で鉄筋両端の被覆部分を吊り上げ、所定の位置に固定した。

使用したコンクリートの配合を表 3.4.1 に示す。水セメント比は 54%、単位セメント量は 330kg とした。セメントは、日本セメント(株)製(当時)の普通ポルトランドセメントを使用し、細骨材は利根川鹿島産の川砂、粗骨材は埼玉県秩父産の砕石を使用した。骨材の性質を表 3.4.2 に示す。混和剤は AE 減水剤として日曹マスタービルダーズ(株)製のポゾリス No.70 を使用し、セメント重量に対して 0.25% 混入した。

また、沖縄地点には、これとほぼ同一の配合で、沖縄の材料を用いた試験体を別途製作し、試験に供した。コンクリートの配合を表 3.4.1 に示す。セメントは、琉球セメント(株)製の普通ポルトラ

ンドセメントを使用し、細骨材は、新川産の海砂と本部産の砕砂を重量比で6:4に混合して使用した。粗骨材は、本部産の碎石を使用した。骨材の諸元を表3.4.3に示す。沖縄の材料を用いた試験体を以降、沖縄材料試験体、松前、名古屋と同一の材料を使用した試験体を共通試験体と呼ぶこととする。試験体は、打設1日後に脱型し、4週間の水中養生(20℃)の後、4週間の湿空養生(室温)を行った。

表 3.4.1 試験体に用いたコンクリートの配合

	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	水セメン ト比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m ³)				
						水	セ メン ト	細 骨 材	粗 骨 材	混 和 剤
共通材料	13	10±2	4±1	54	42	179	330	737	1038	0.825
沖縄材料	13	10±2	4±1	54	42	179	330	739	1053	0.825

※混和剤は AE 減水剤(ポゾリス No.70)

表 3.4.2 共通材料試験体に使用した骨材の性質

骨材の種類	産地	比重	吸水率(%)	粗粒率(%)
細骨材	利根川鹿島産川砂	2.64	0.76	2.64
粗骨材	埼玉県秩父産碎石	2.69	0.98	—

表 3.4.3 沖縄材料試験体に使用した骨材の性質

骨材の種類	産地	比重	吸水率(%)	粗粒率(%)
細骨材	新川産海砂	2.55	1.60	2.30
	本部産砕砂	2.62	1.47	3.20
混合細骨材		2.62	1.55	2.68
粗骨材	本部産碎石	2.70	0.41	-

(3)交流インピーダンスの測定

①測定装置

交流インピーダンスの測定は図 3.3.2 に示す装置を用いて行った。装置、電極、接触液は前述の「3.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の適用」と同様であるが、周波数応答解析器は、比較的小型の装置(NF 回路ブロック(株)製、S-5020)を用いた。

②測定方法

図 3.4.3 に示すように、試験体の試験区間(120cm)を 20cm の6つの区間に区分し、それぞれの区間のコンクリート表面に電極を設置し、交流インピーダンスの測定を行った。印加電圧は自然電位に対して±50mV、測定周波数は 10mHz～10kHz の範囲を基本とした。測定は約6ヶ月間隔で現地にて行った。

(4) ひび割れおよび鉄筋腐食の測定

毎年、各地点から試験体を1体ずつ回収し、コンクリート表面のひび割れ状況の観察、鉄筋の腐食面積および腐食減量の測定を行った。腐食面積、腐食減量の測定方法は前述の「3.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の適用」と同様である。

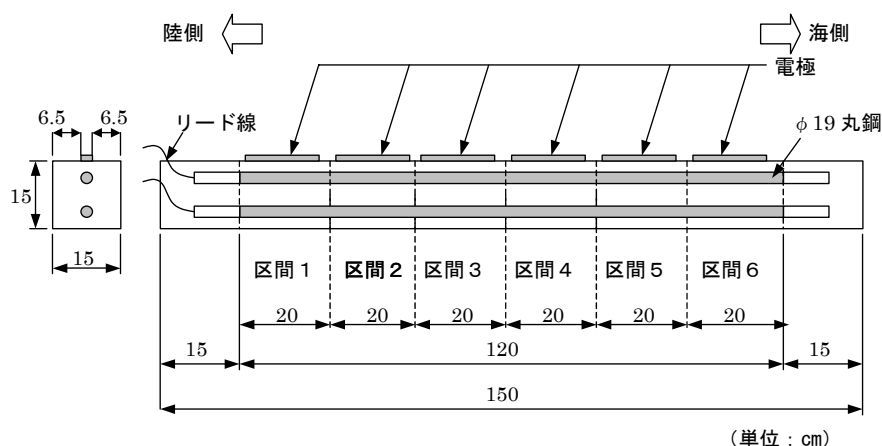


図 3.4.3 電極の設置位置と区間番号

3.4.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食非破壊検査手法の適用性

(1) 試験体のひび割れおよび鉄筋腐食状況

① 松前の試験体

松前の試験体は、30ヶ月経過時までは外観上の変状は認められなかった。暴露後36ヶ月経過時に、1体の試験体に鉄筋に沿ったひび割れが、海側の下面の区間6に発生した。その後、48ヶ月経過時に、更に2体の試験体の同位置にひび割れが発生した。しかし、残りの試験体にはひび割れは発生しなかった。

暴露後12、24、36、48、60、84ヶ月経過時に松前から持ち帰り、解体した試験体の外観状況と鉄筋の腐食状況を図3.4.4に、腐食面積率の分布を表3.4.4に、腐食減量の経時変化を図3.4.8に示す。なお、区間毎の腐食減量の値は、鉄筋全体の重量減少量を各区間の腐食面積に応じて比例配分した値であり、以降同様である。

松前の試験体の腐食位置は、下側の鉄筋の最も海側の位置に限られている。最も海側の位置に腐食が限定された理由としては、塩分がこの部分に多く含まれていることが考えられる。試験体は海岸線と直交する方向に平行に設置してあるため、海からの風が直接当たる部分が、試験体の海側の部分に限られてしまったためと考えられる。また、試験体を浜から約1m程高い位置に設置していたため、海からの風が下から吹き上げるように試験体の下面に当たっており、このため下面に塩分が多く浸透し、下側の鉄筋が腐食したものと考えられる。

腐食した部分（20cmの区間）の腐食減量は、84ヶ月後で120mg/cm²程度であり、この値は、沖縄の試験体の最も腐食した区間の腐食減量と同程度である。

②名古屋の試験体

名古屋の試験体は、3地点の中で最も早く劣化が進行した。約6ヶ月経過時に一部の試験体にひび割れが認められ、暴露期間が経過するに従い、ひび割れの生じた試験体数が増大し、36ヶ月経過時にはほとんど全ての試験体にひび割れが生じていた。

暴露後12、24、36、48、60、84ヶ月経過時に名古屋から持ち帰り、解体した試験体の外観状況と鉄筋の腐食状況を図3.4.5に、腐食面積率の分布を表3.4.5に、腐食減量の経時変化を図3.4.9に示す。

腐食は、上側鉄筋、下側鉄筋で大きな差は認められず、腐食位置も海側、陸側の大きな差は認められない。上側の鉄筋では、鉄筋の上部、下部の差は認められないが、下側の鉄筋では、下部の腐食が多い傾向がある。これは、これまで報告したように、ブリージングの影響で、鉄筋下部のコンクリートの品質が悪く、腐食が生じやすくなっているためと考えられる。上側の鉄筋では、塩分の浸透が上部の方が多いため、この影響が現れにくいのではないかと考えられる。

腐食減量は、48ヶ月以降、急激に増大し、84ヶ月後には、試験体の全長にひび割れが生じ、鉄筋の全面が著しく腐食していた。鉄筋に沿ったひび割れが生じると、海水や酸素などの腐食要因がひび割れ位置付近の鉄筋に多く供給されるようになるため、腐食部分が広がり、新たにひび割れが生じるという悪循環で、劣化が急激に進行していったと考えられる。従来から言われているように、腐食によるひび割れの発生は、劣化の進行を評価する上で極めて重要な事象であることが確認された。

③沖縄の共通試験体

沖縄の共通試験体には、24ヶ月経過時まで、ひび割れなどの外観上の変状および鉄筋の腐食は認められなかった。36ヶ月経過時に、鉄筋に初めて腐食が認められ、48ヶ月経過時に初めてひび割れが認められた。

暴露後12、24、36、48、60、72、84ヶ月経過時に沖縄から持ち帰り、解体した試験体の外観状況と鉄筋の腐食状況を図3.4.6に、腐食面積率の分布を表3.4.6に、腐食減量の経時変化を図3.4.10に示す。

腐食は、上側鉄筋、下側鉄筋で大きな差は認められず、腐食位置も海側、陸側の大きな差は認められない。また、上側、下側の鉄筋ともに、コンクリート表面に近い部分が腐食する傾向がある。塩分、酸素などの供給が多いためと考えられる。

腐食減量は、48ヶ月以降、増大する傾向にあり、他の地点と同様に、ひび割れによる腐食進行の加速が認められる。84ヶ月後には、ひび割れおよび腐食は、平均すると試験体の1/2程度の長さまで生じている。84ヶ月後の腐食減量の平均値は35mg/cm²程度であり、区間毎の腐食減量の最大値は120mg/cm²程度である。

④沖縄の沖縄材料試験体

沖縄材料試験体には、36ヶ月経過時に初めてひび割れが認められたが、鉄筋の腐食は、12ヶ月経過時から僅かながら認められ、その後も増加していった。

暴露後12、24、36、48、60、72ヶ月経過時に沖縄から持ち帰り、解体した試験体の外観状況と鉄筋の腐食状況を図3.4.7に、腐食面積率の分布を表3.4.7に、腐食減量の経時変化を図3.4.11に示す。

表 3.4.4 松前の試験体の腐食面積率と腐食減量

暴露期間 (月)	鉄筋位置	腐食面積率(%)							腐食減量 (mg/cm ²)
		区間1	区間2	区間3	区間4	区間5	区間6	平均	
12	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0.04	0.08	0.42	0.17	0.08	7.12	1.32	4.15
24	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0	0	0	0	0	11.23	1.87	7.59
36	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0	0	0	0	0	0	0	0
48	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0	0	0	0	0	8.42	1.40	5.30
60	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0	0	0	0	0	1.23	0.21	14.07
84	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0	0	0	0	0	14.34	2.39	20.18

表 3.4.5 名古屋の試験体の腐食面積率と腐食減量

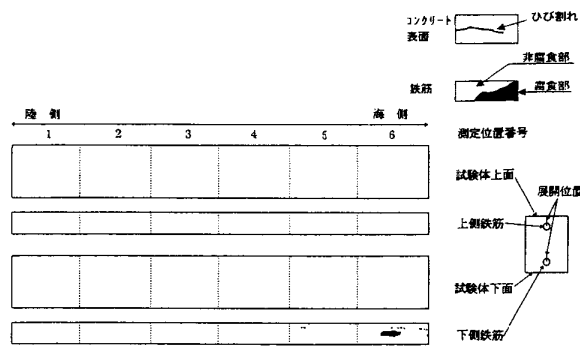
暴露期間(月)	鉄筋位置	腐食面積率(%)							腐食減量 (mg/cm ²)
		区間1	区間2	区間3	区間4	区間5	区間6	平均	
12	上側	0.05	0.21	1.58	29.09	0.03	1.03	5.33	5.78
	下側	3.60	3.22	21.02	0.04	10.53	33.79	12.03	11.59
24	上側	0	13.74	25.31	12.24	13.34	0	10.77	9.21
	下側	0	0	22.76	52.03	21.49	33.72	21.67	24.86
36	上側	5.60	0	0	0	0	0	0.93	5.54
	下側	0.45	0.56	18.34	4.49	49.28	74.39	24.59	40.24
48	上側	19.24	15.25	0	0	27.79	100	27.05	104.58
	下側	100	100	34.73	27.09	100	100	76.97	231.41
60	上側	88.67	90.21	100	99.16	90.51	98.47	94.50	283.69
	下側	81.91	89.18	57.02	66.4	100	100	82.42	194.15
84	上側	100	100	100	100	100	100	100.00	754.26
	下側	100	100	100	100	100	100	100.00	598.04

表 3.4.6 沖縄の共通試験体の腐食面積率と腐食減量

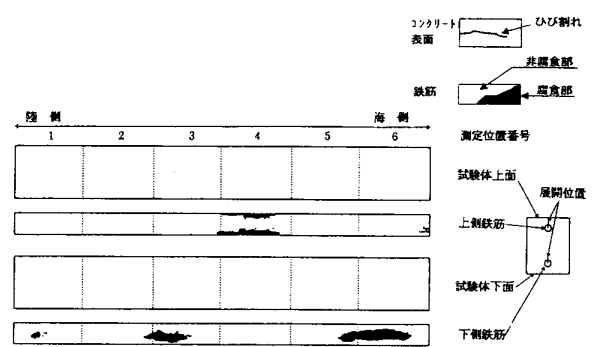
暴露期間(月)	鉄筋位置	腐食面積率(%)							腐食減量 (mg/cm ²)
		区間1	区間2	区間3	区間4	区間5	区間6	平均	
12	上・下側	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	上・下側	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
36	上側	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
	下側	0	0	0	0	13.58	3.52	2.85	8.12
48	上側	0	0	0	26.13	11.03	0	6.19	7.14
	下側	15.52	0	6.74	0	2.31	5.26	4.97	6.74
72	上側	0	0.64	39.12	47.74	19.56	0	17.84	18.45
	下側	0.11	56.65	34.45	10.41	0	0	16.94	26.81
84	上側	0	37.68	44.72	50.27	18.97	0	25.27	34.29
	下側	22.44	1.56	12.30	84.58	6.76	0	21.27	31.96

表 3.4.7 沖縄の沖縄材料試験体の腐食面積率と腐食減量

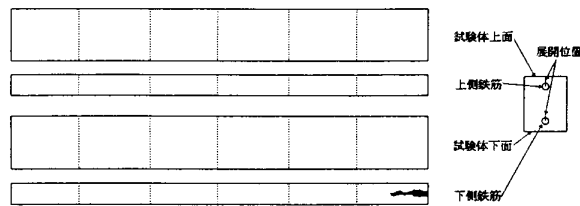
暴露期間(月)	鉄筋位置	腐食面積率(%)							腐食減量 (mg/cm ²)
		区間1	区間2	区間3	区間4	区間5	区間6	平均	
12	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	1.44	0	0	0	0	2.31	0.63	0.07
24	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	0	0	8.98	0	0	12.74	3.62	2.87
36	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	26.65	1.98	38.12	18.24	44.22	13.82	23.84	17.48
48	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	27.69	5.53	0.06	2.82	2.08	19.28	9.58	7.44
60	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	10.09	65.44	67.90	76.85	63.88	66.04	58.37	53.90
72	上側	0	0	0	0	0	0	0	0
	下側	64.75	91.85	92.17	100.0	79.80	5.30	72.31	73.32



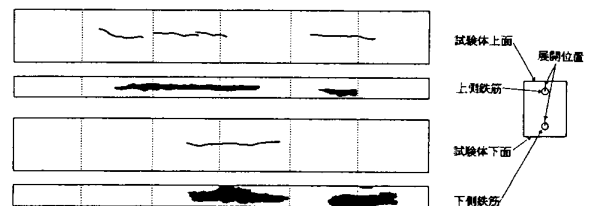
(a) 12ヶ月経過した試験体



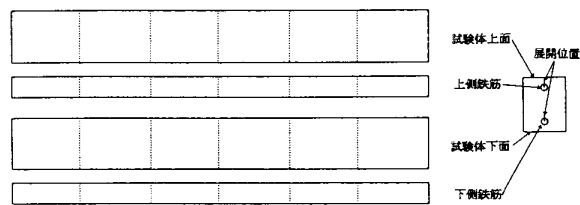
(a) 12ヶ月経過した試験体



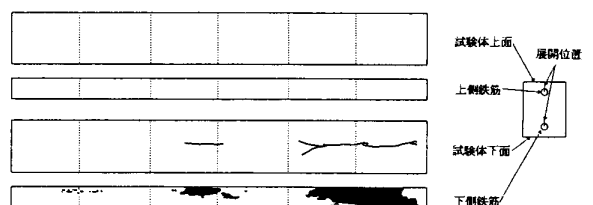
(b) 24ヶ月経過した試験体



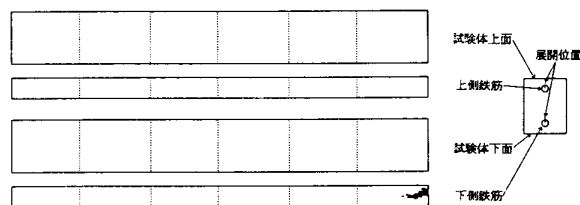
(b) 24ヶ月経過した試験体



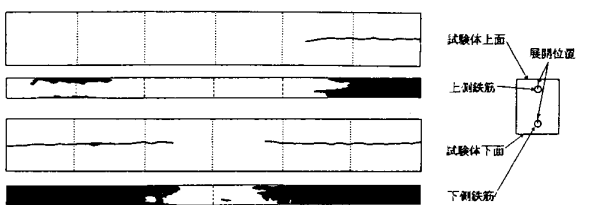
(c) 36ヶ月経過した試験体



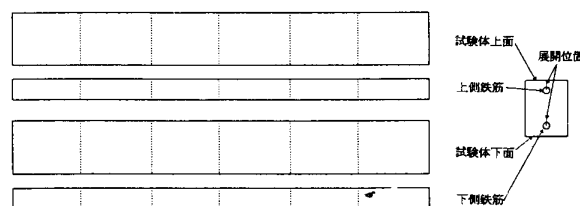
(c) 36ヶ月経過した試験体



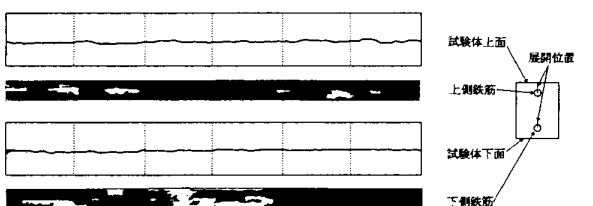
(d) 48ヶ月経過した試験体



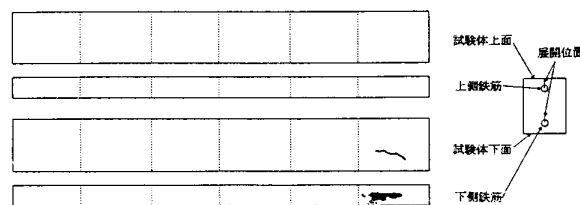
(d) 48ヶ月経過した試験体



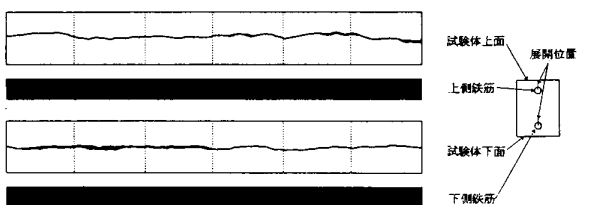
(e) 60ヶ月経過した試験体



(e) 60ヶ月経過した試験体



(f) 84ヶ月経過した試験体



(f) 84ヶ月経過した試験体

図 3.4.4 松前試験体のひび割れと鉄筋腐食状況 図 3.4.5 名古屋試験体のひび割れと腐食状況

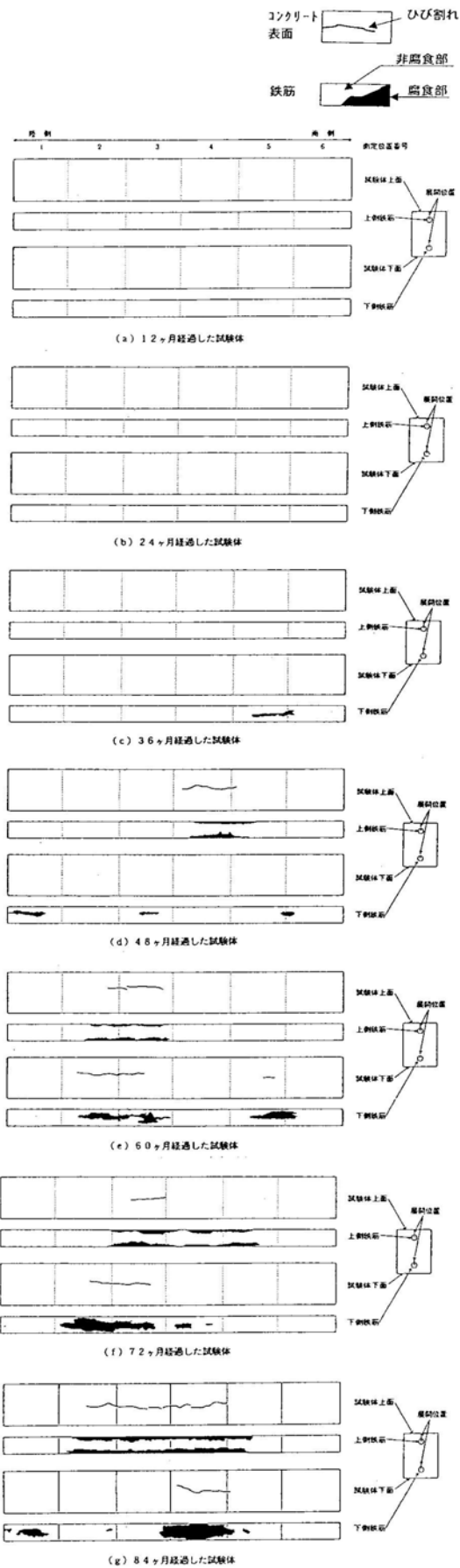


図 3.4.6 沖縄共通試験体のひび割れと腐食状況

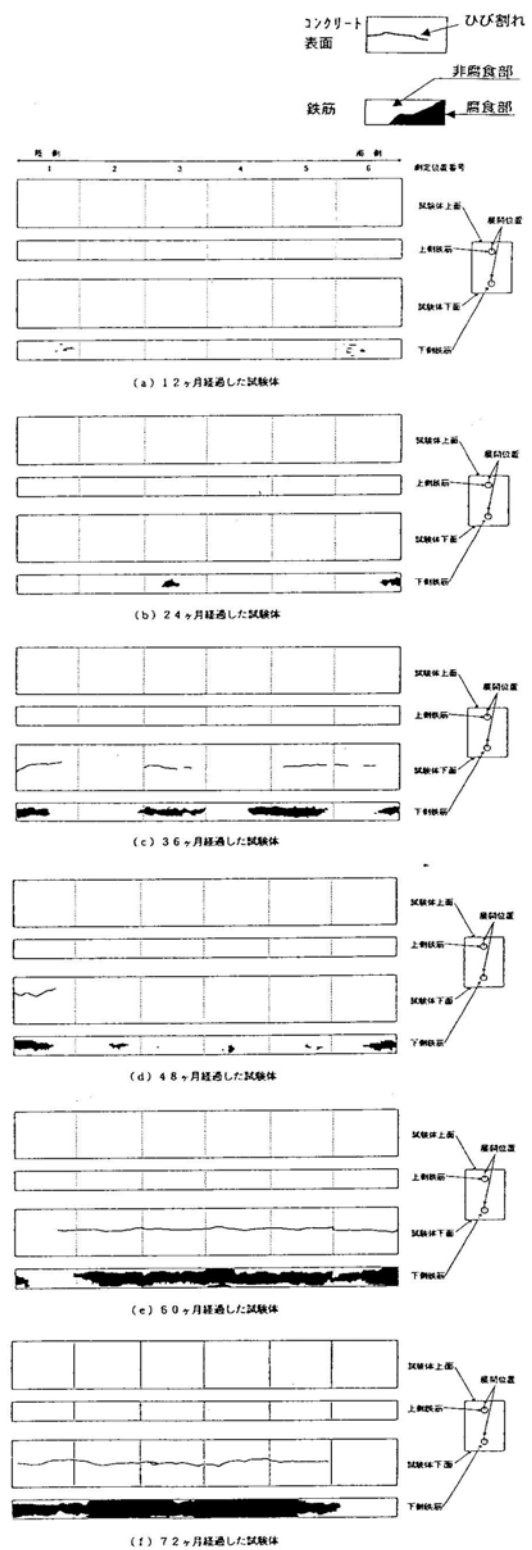


図 3.4.7 沖縄材料試験体のひび割れと腐食状況

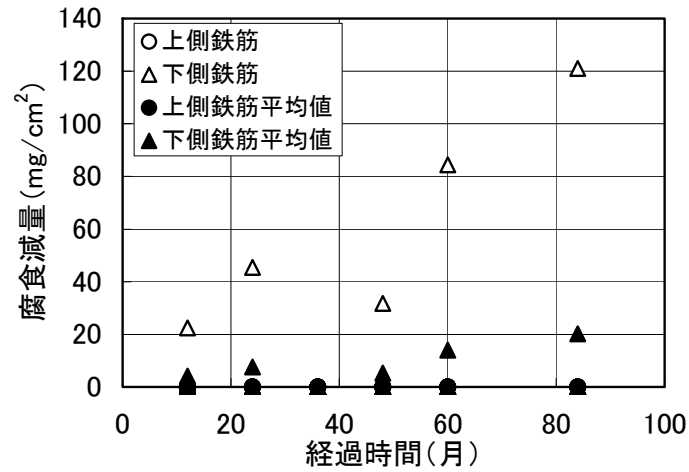


図 3.4.8 松前の試験体の腐食減量の経時変化

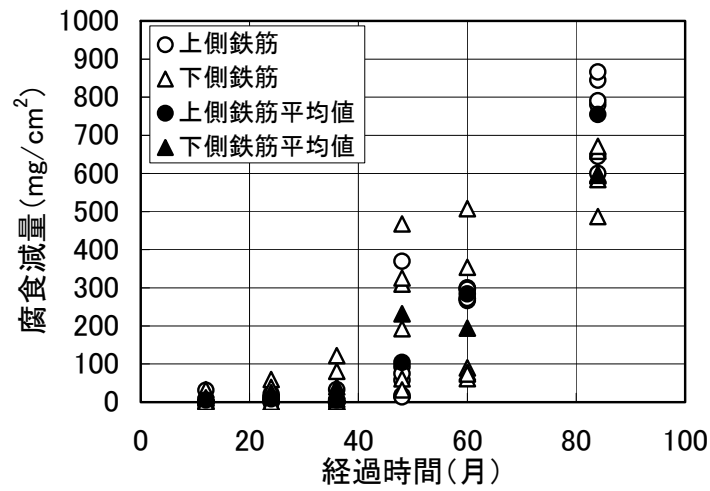


図 3.4.9 名古屋の試験体の腐食減量の経時変化

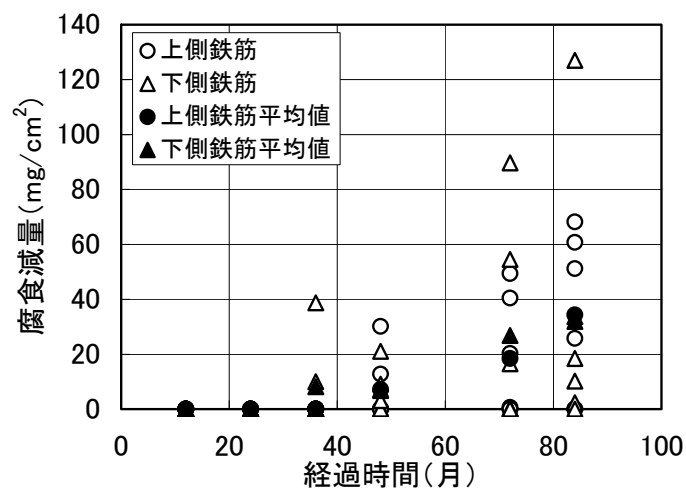


図 3.4.10 沖縄の共通試験体の腐食減量の経時変化

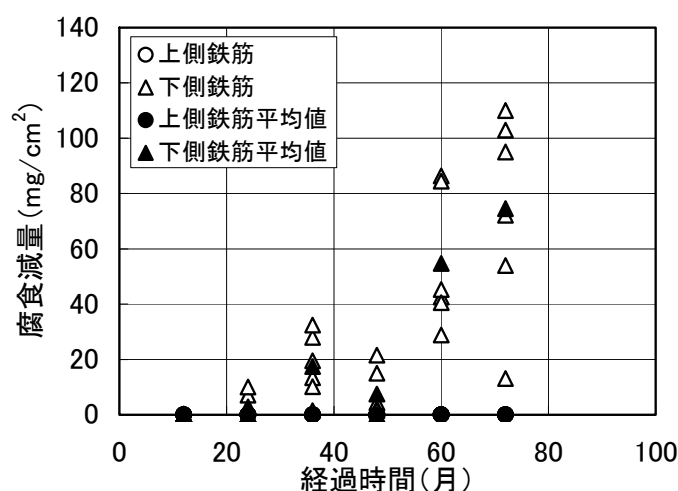


図 3.4.11 沖縄の沖縄材料試験体の腐食減量の経時変化

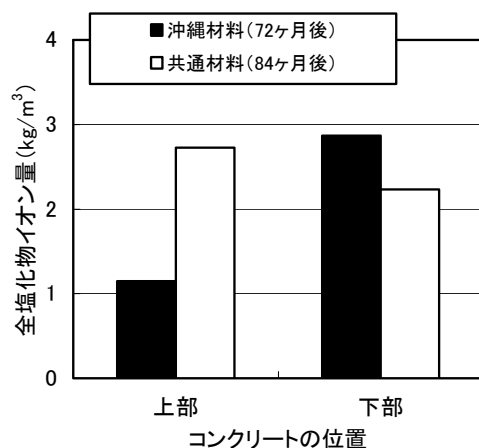


図 3.4.12 沖縄地点試験体のコンクリート中の塩分量

腐食は、下側鉄筋にのみ認められ、上側鉄筋は腐食していない。腐食位置は海側、陸側の大きな差は認められない。また、鉄筋のコンクリート表面に近い側が腐食する傾向が認められる。上側の鉄筋に腐食が認められなかった原因は、図 3.4.12 に示すように、コンクリート中の全塩分量を測定した結果、共通試験体と比較して、上側の部分の含有塩分量が少ないためであることが分かった。しかし、この理由は明らかではなく、今後の検討が必要である。

下側鉄筋では、腐食減量は、36 ヶ月以降、増大する傾向にあり、共通材料と同様に、ひび割れによる腐食進行の加速が認められる。60 ヶ月後には、ひび割れおよび腐食は平均すると試験体の 1/2 以上の長さに及んでいる。72 ヶ月後の腐食減量の平均値は 70mg/cm^2 程度であり、同時期の共通試験体と比較して2倍程度大きい値である。沖縄材料の方が腐食の進行が速い傾向が認められた。原因については今後データを蓄積し検討する必要がある。

(2)交流インピーダンスの測定結果

測定したインピーダンスは、前節までと同様に周波数を変数とし、複素平面状に描いて (Cole-Cole プロット) 整理した。得られたインピーダンス軌跡の例として、松前の 84 ヶ月暴露試験体の初期値、48 ヶ月後、78 ヶ月後の測定結果を図 3.4.13～図 3.4.15 に、名古屋の 84 ヶ月暴露試験体の初期値、42 ヶ月後、78 ヶ月後の測定結果を図 3.4.16～図 3.4.18 に、沖縄の 84 ヶ月暴露共通試験体の初期値、48 ヶ月後、84 ヶ月後の測定結果を図 3.4.19～図 3.4.21 に、沖縄の 72 ヶ月暴露沖縄材料試験体の初期値、48 ヶ月後、72 ヶ月後の測定結果を図 3.4.22～図 3.4.24 に示す。

各地点のインピーダンス軌跡は、これまで報告したように、2つの半円が連続した形状であり、暴露期間が経過して、試験体にひび割れが生じ、著しく鉄筋腐食が進行しても、この形状を維持している。したがって、自然環境中においても、本研究の方法により良好にインピーダンスを測定できると考えられる。

分極抵抗を表す低周波数側の半円に着目すると、暴露期間が増大するに従い半円の直径(分極抵抗)が小さくなっていく。実際の鉄筋の腐食状態(図 3.4.4～図 3.4.7 参照)と比較すると、腐食している箇所では測定された低周波数側の半円は、腐食していない箇所の半円と比較して相対的に小さい。同一鉄筋上で、腐食箇所と非腐食箇所によって、半円の大きさが異なることから、今回採用した電極によって、これまでの室内実験の結果と同様に、同一鉄筋上の部分的な腐食を検出できていると考えられる。

ここで、ひび割れ発生後のインピーダンスの軌跡のなかには、一部虚数部が正の値(図 3.4.16(a)、図 3.4.18(b)、図 3.4.19(a)などで、実数軸の下側に円を描くような軌跡)を示すものがある。「3.2 分極抵抗法を用いた鉄筋腐食検査法の適用」では、高周波数の抵抗をコンクリートの電気抵抗と見なし、低周波数の抵抗との差を分極抵抗と考えた検討を行い、通常考えにくい負の分極抵抗が得られた。この原因の一つがこの特異なインピーダンス軌跡から推定される。すなわち、ひび割れの発生した試験体の中には通常の2つの半円の連続した形状ではなく、2つの半円の繋がる部分が実数軸の下(虚数部が正の値)に回り込むような円を描くものがある。このような軌跡の場合には、インピーダンスの絶対値(原点からの距離に相当)で見ると、高周波数の抵抗の方が低周波数の抵抗よりも大きい部分が存在する。したがって、周波数の設定によっては、低周波数の抵抗と高周波数の抵抗の差を求めると負の値となることがある。このように、周波数を固定した方法では、コンクリートの抵抗を適切に除去できない場合があることが分かる。しかし、ひび割れが生じた場合に全てこの特異なインピーダンス軌跡となるとは限らず、また、コンクリート中の鉄筋のインピーダンス軌跡については未だ明らかとなっていない部分が多く、このような軌跡の現れる理由については明らかではない。一例としては、インヒビター(腐食抑制剤)を添加した場合に、このような特異なインピーダンス軌跡が得られることが報告されている⁸⁾が本研究ではこのような薬剤は使用しておらず、十分な説明はできない。インピーダンス軌跡の解釈については、腐食等価電気回路モデルの構築と併せて、今後の課題であると考ええる。

インピーダンス軌跡のうち、低周波数側のデータを円で近似し、この円が実数軸と交わる2点の距離を分極抵抗として求めた。各地点の84ヶ月暴露試験体(沖縄材料試験体については、72ヶ月)について、腐食速度を表す分極抵抗の逆数の経時変化を図3.4.25～図3.4.32に示す。

地点間で比較すると、名古屋の分極抵抗の逆数が、他の地点に比較して著しく大きい。これは実際の腐食状態と良く整合している。また、名古屋、沖縄では、区間相互の大小関係は一定ではなく、経時的に変化している。これは、同一鉄筋上の腐食箇所が広がっていき、腐食が活発に生じている箇所が経年的に移り変わっているためと考えられる。松前の分極抵抗の逆数は、下側鉄筋の区間6が常に大きい値を示している。実際の腐食がこの区間のみに生じていることと整合している。腐食していない沖縄材料試験体の上側鉄筋では、腐食している下側鉄筋と比較して、非常に小さい値を示しており、実際の腐食状態とよく合っている。

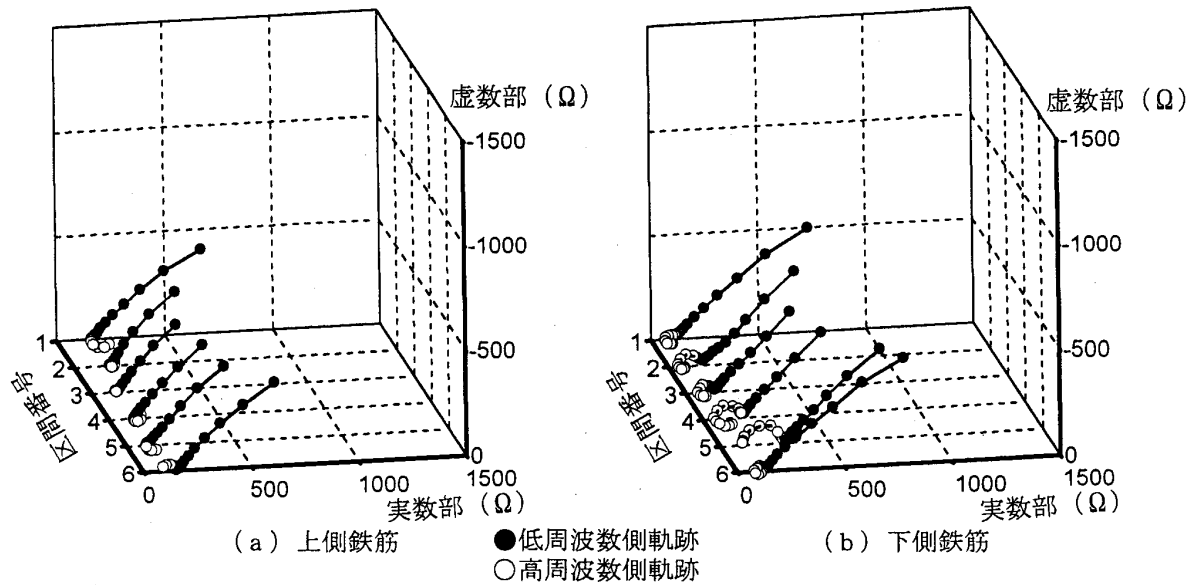


図 3.4.13 松前84ヶ月暴露試験体の0ヶ月後のインピーダンス軌跡

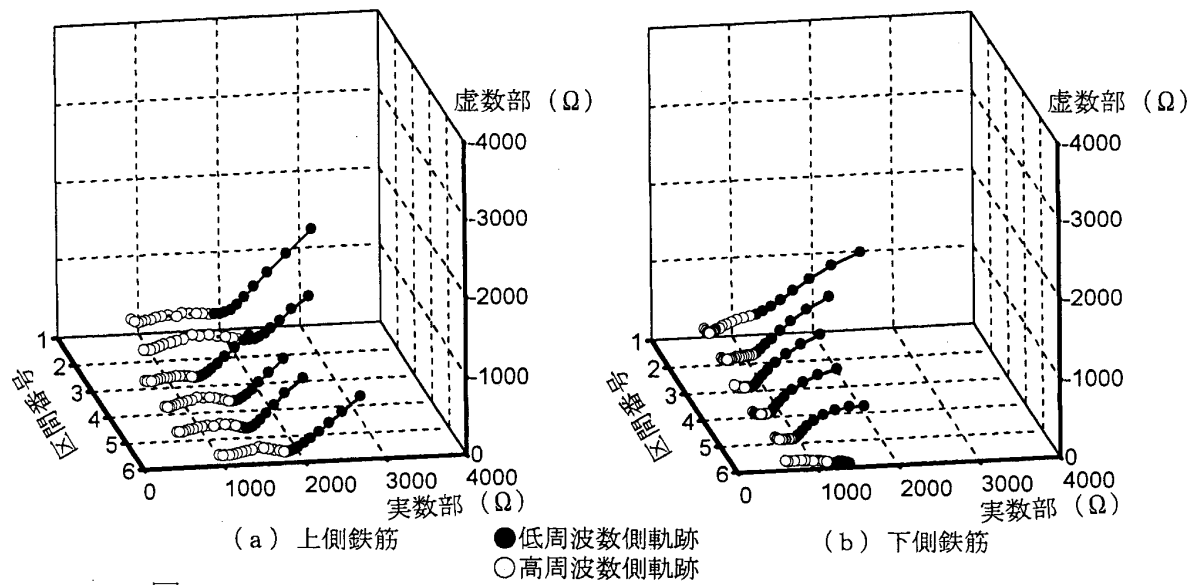


図 3.4.14 松前84ヶ月暴露試験体の48ヶ月後のインピーダンス軌跡

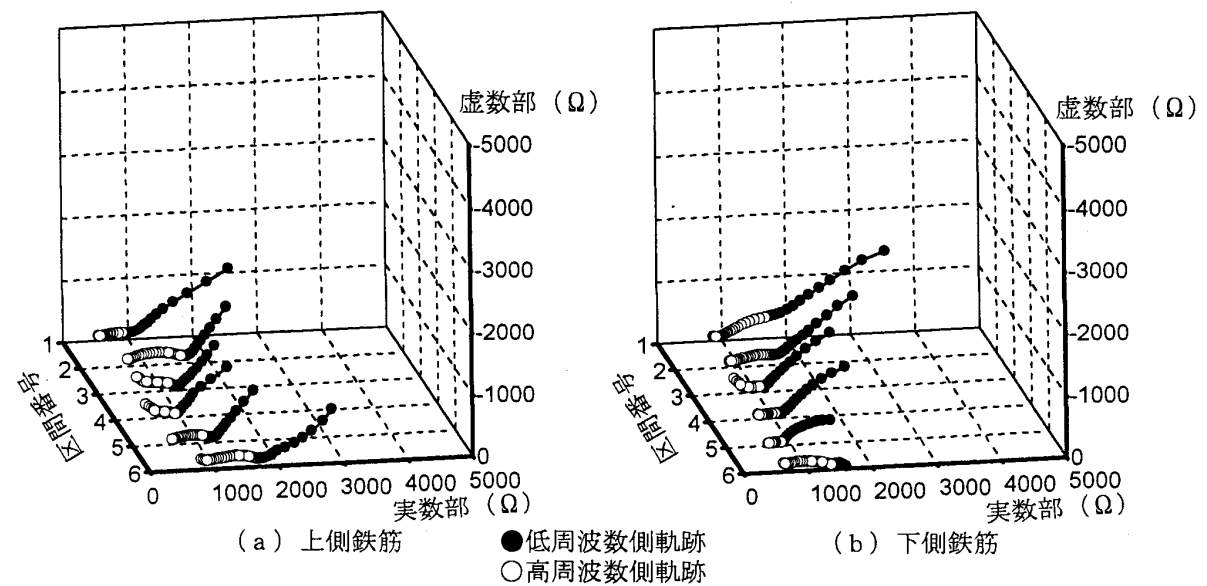


図 3.4.15 松前84ヶ月暴露試験体の78ヶ月後のインピーダンス軌跡

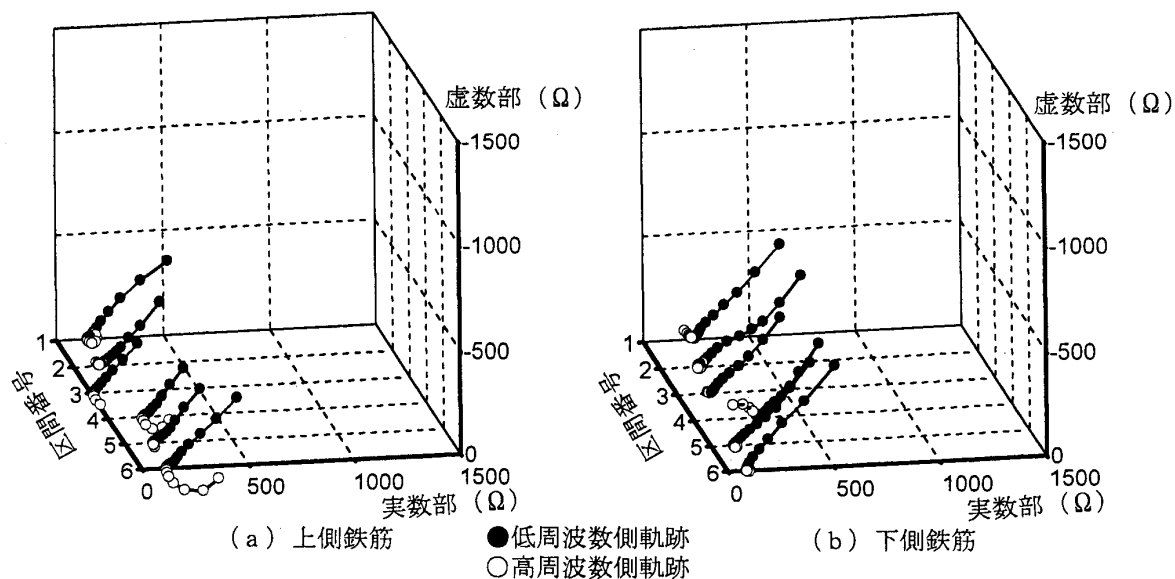


図 3.4.16 名古屋 8 4 ヶ月暴露試験体の 0 ヶ月後のインピーダンス軌跡

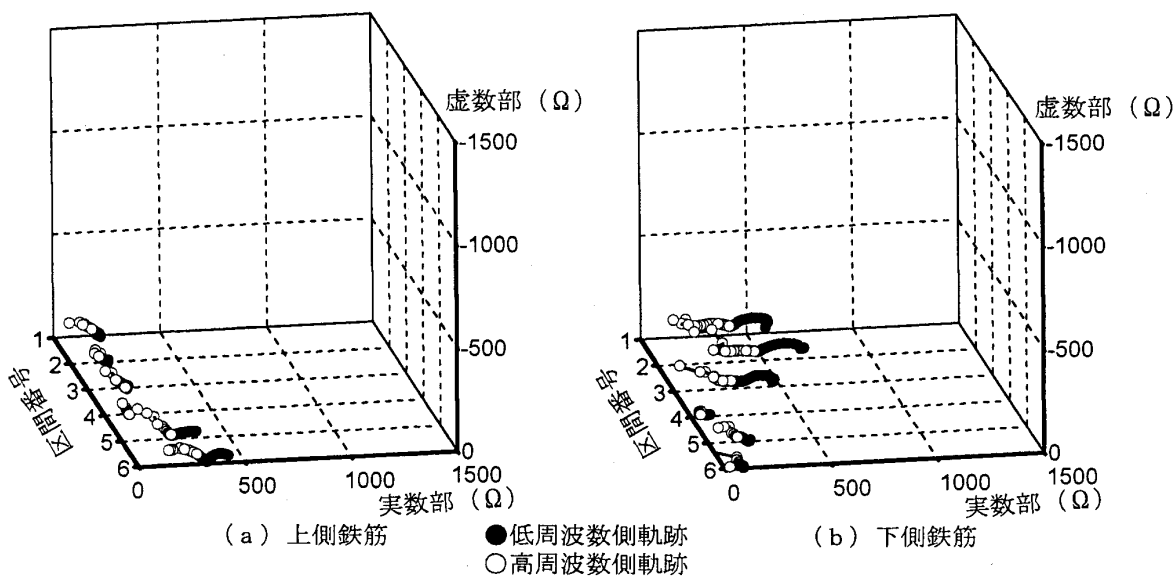


図 3.4.17 名古屋 8 4 ヶ月暴露試験体の 4.2 ヶ月後のインピーダンス軌跡

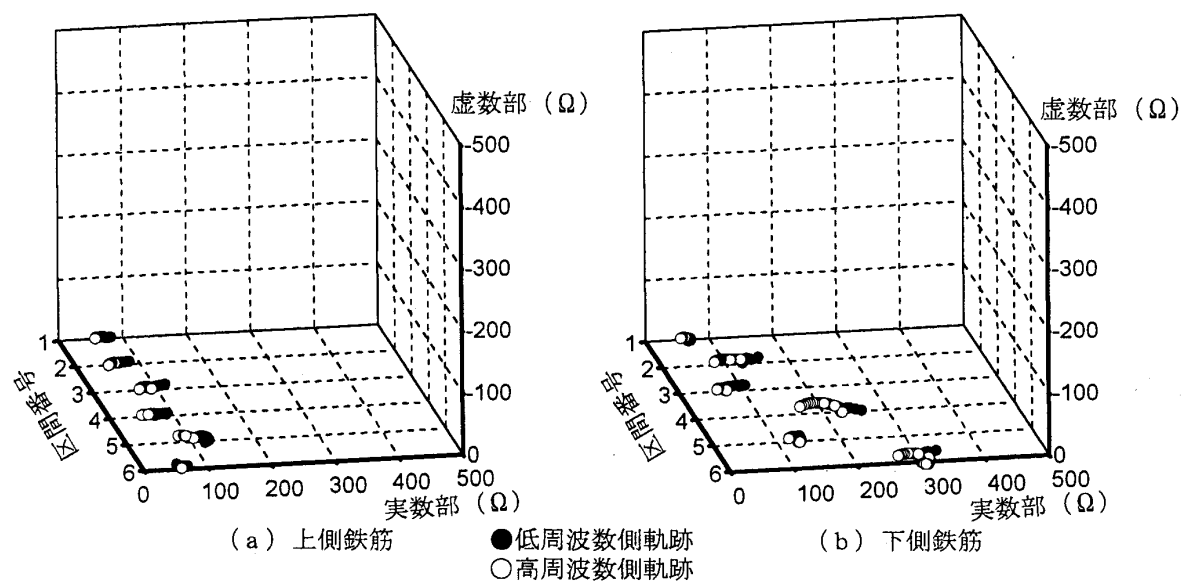


図 3.4.18 名古屋 8 4 ヶ月暴露試験体の 7.8 ヶ月後のインピーダンス軌跡

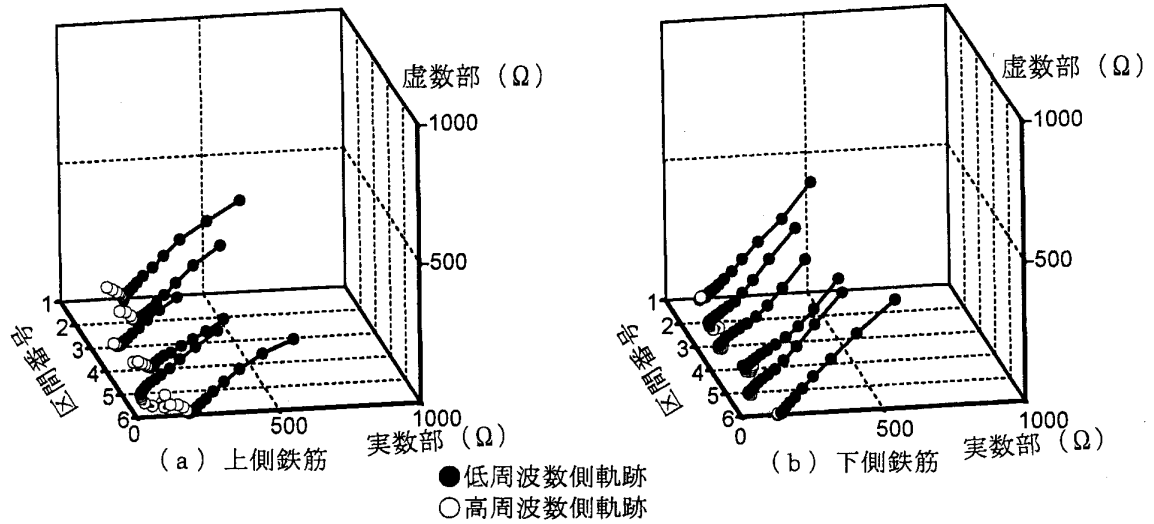


図 3.4.19 沖縄 84 ヶ月暴露共通試験体の 0 ヶ月後のインピーダンス軌跡

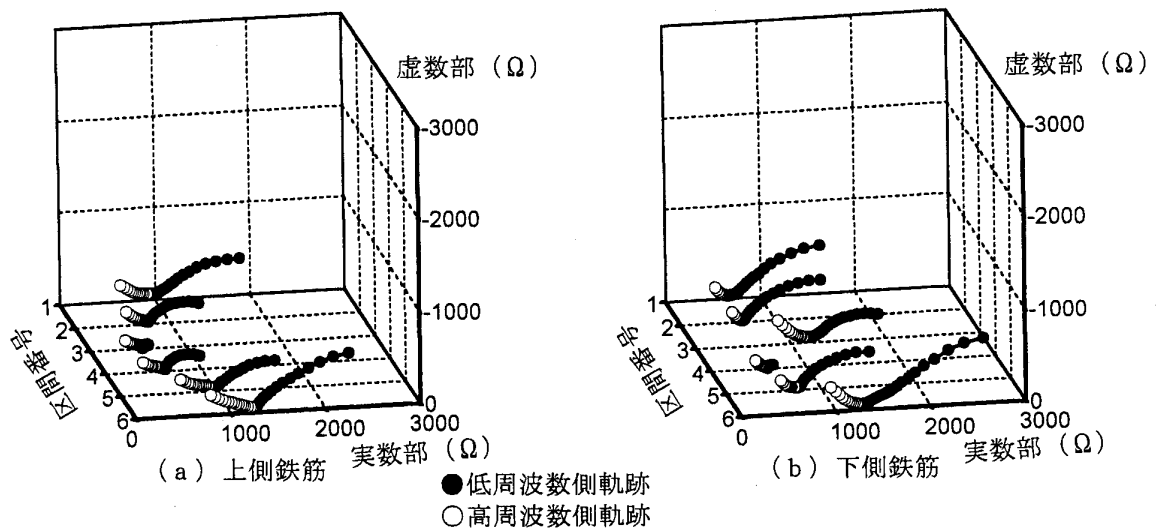


図 3.4.20 沖縄 84 ヶ月暴露共通試験体の 48 ヶ月後のインピーダンス軌跡

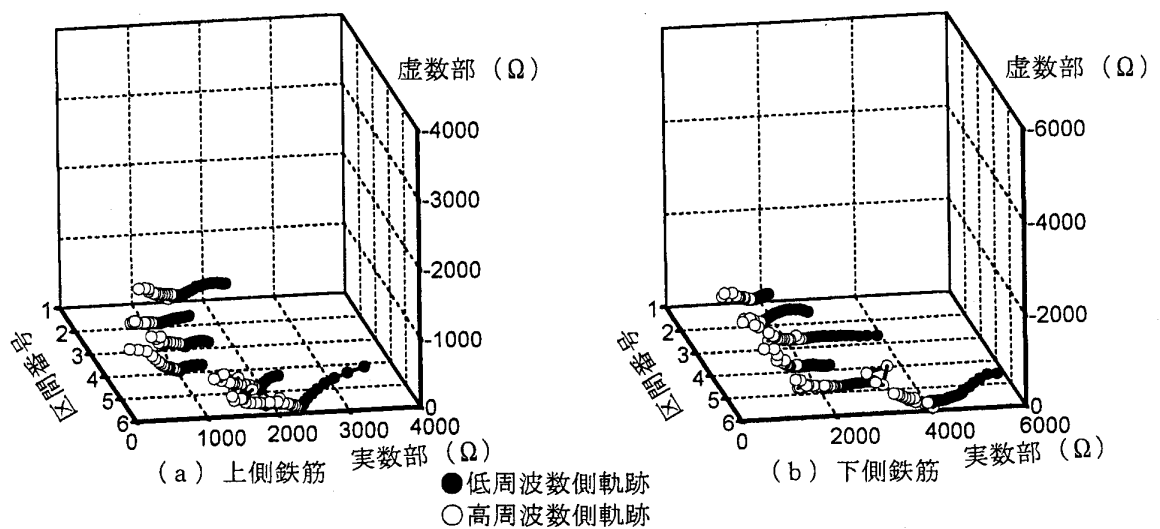


図 3.4.21 沖縄 84 ヶ月暴露共通試験体の 84 ヶ月後のインピーダンス軌跡

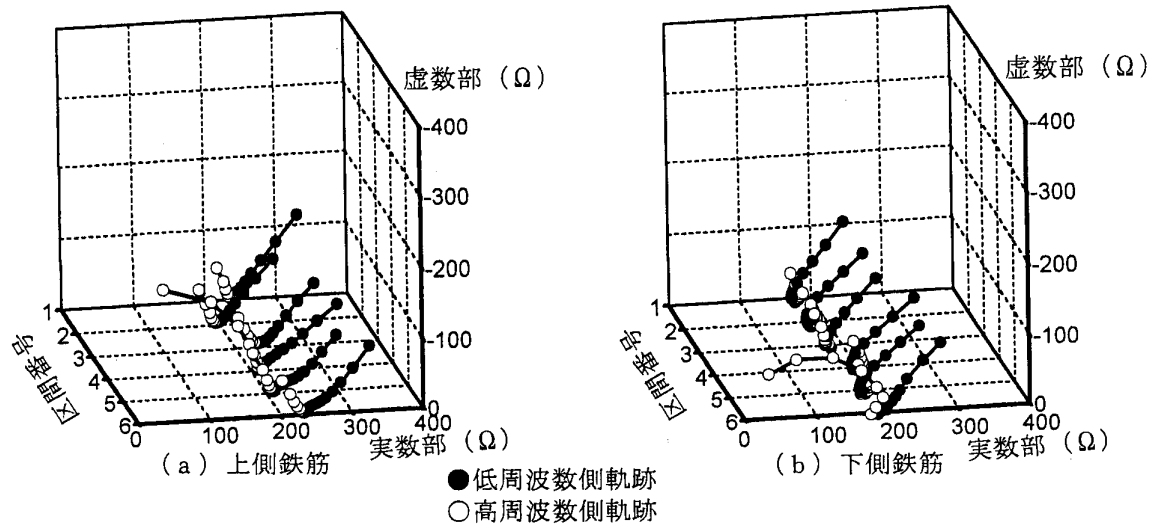


図 3.4.22 沖縄 72 ヶ月暴露沖縄材料試験体の 0 ヶ月後のインピーダンス軌跡

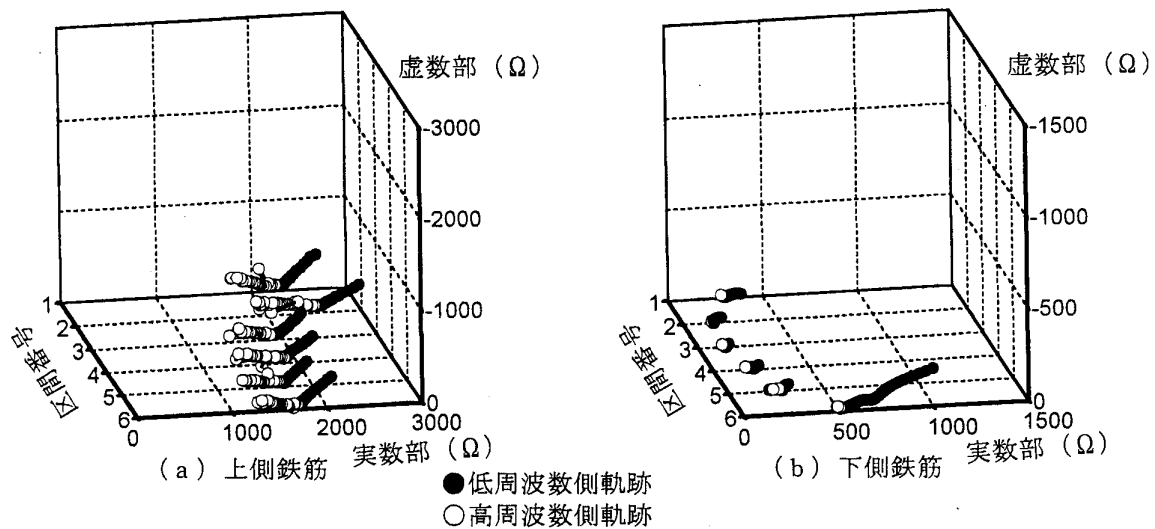


図 3.4.23 沖縄 72 ヶ月暴露沖縄材料試験体の 48 ヶ月後のインピーダンス軌跡

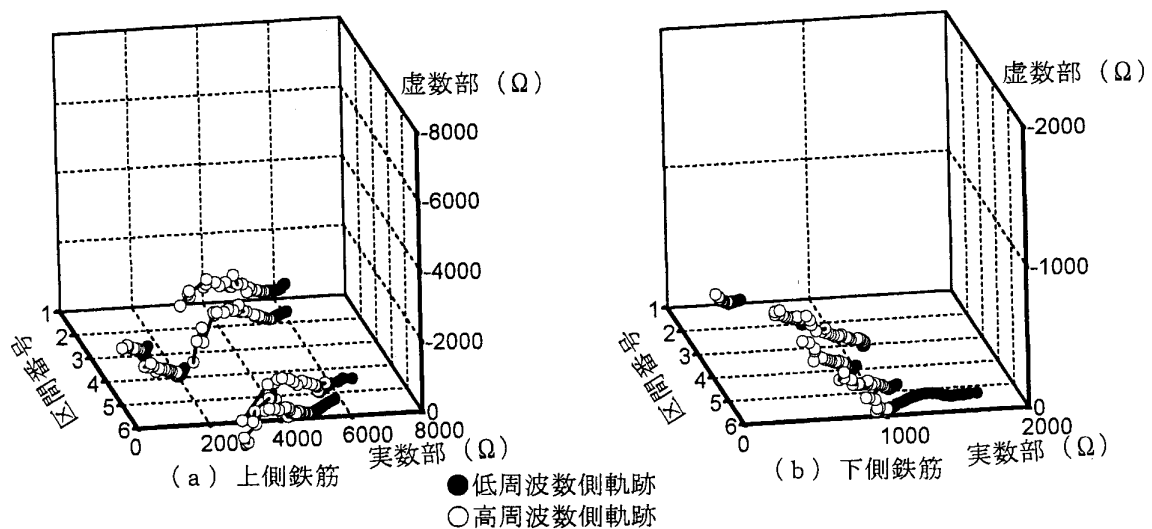


図 3.4.24 沖縄 72 ヶ月暴露沖縄材料試験体の 72 ヶ月後のインピーダンス軌跡

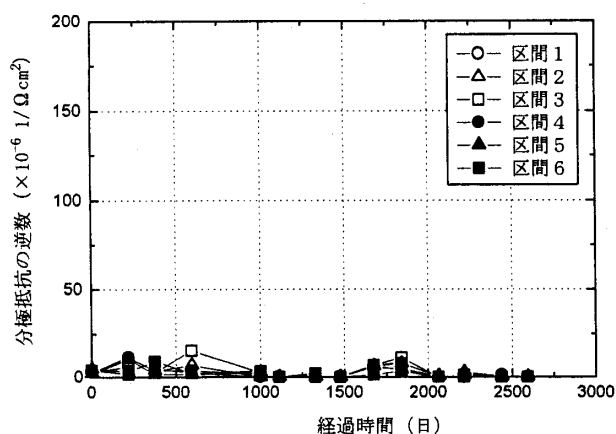


図 3.4.25 松前 84 ヶ月暴露試験体の分極抵抗の逆数の経時変化(上側鉄筋)

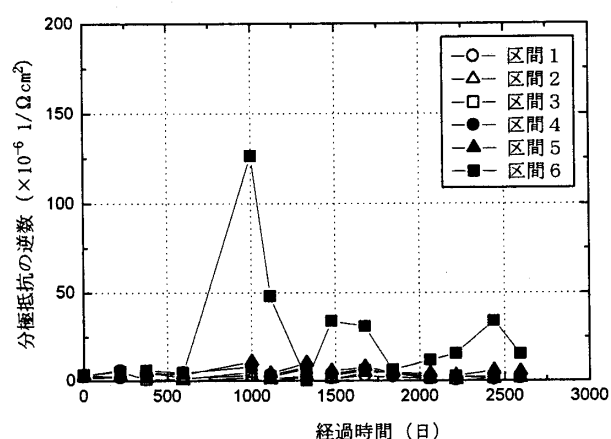


図 3.4.28 松前 84 ヶ月暴露試験体の分極抵抗の逆数の経時変化(下側鉄筋)

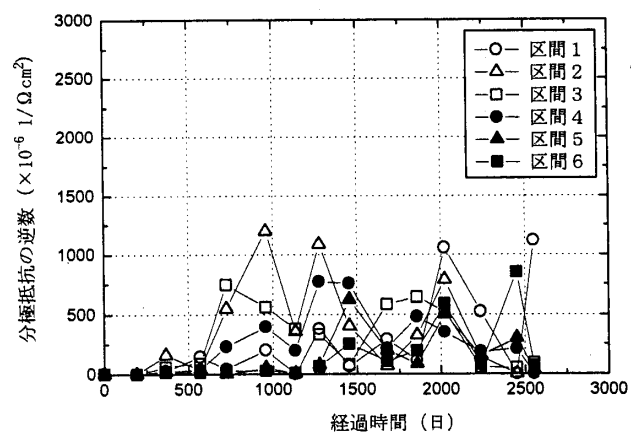


図 3.4.27 名古屋 84 ヶ月暴露試験体の分極抵抗の逆数の経時変化(上側鉄筋)

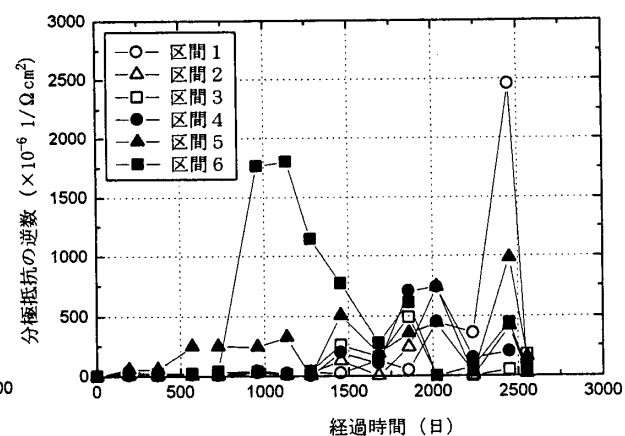


図 3.4.28 名古屋 84 ヶ月暴露試験体の分極抵抗の逆数の経時変化(下側鉄筋)

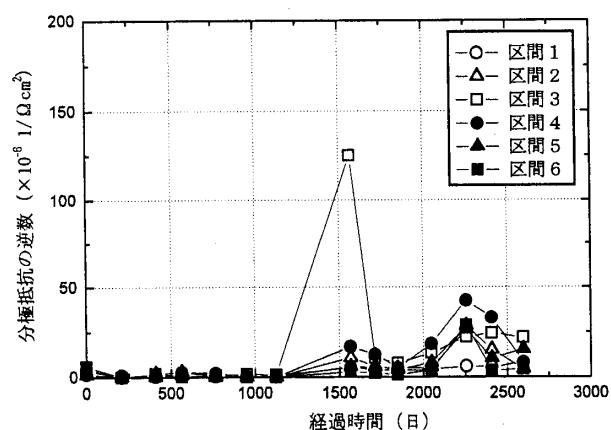


図 3.4.29 沖縄 84 ヶ月暴露共通試験体の分極抵抗の逆数の経時変化(上側鉄筋)

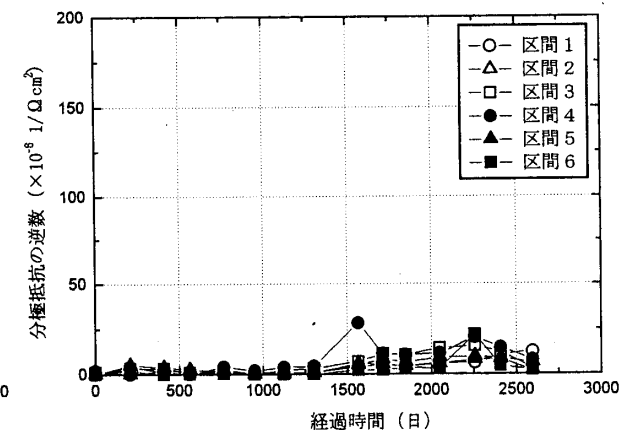


図 3.4.30 沖縄 84 ヶ月暴露共通試験体の分極抵抗の逆数の経時変化(下側鉄筋)

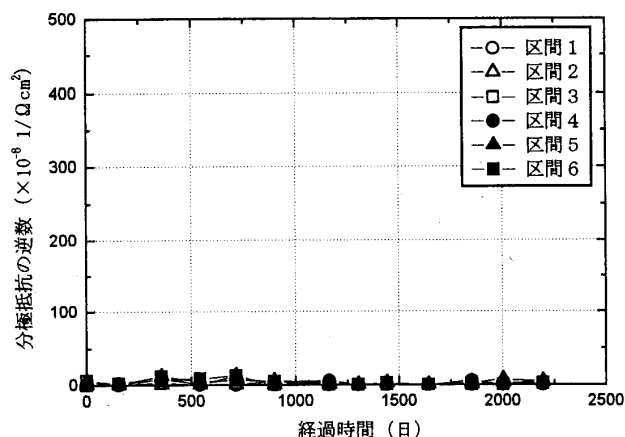


図 3.4.31 沖縄 84 ヶ月暴露沖縄材料試験体の
分極抵抗の逆数の経時変化(上側鉄筋)

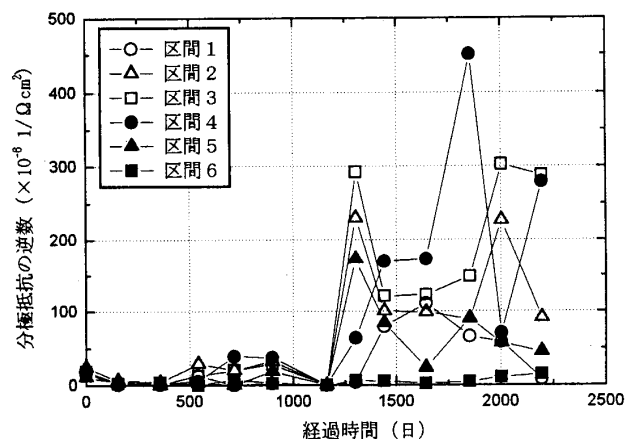


図 3.4.32 沖縄 84 ヶ月暴露共通試験体の
分極抵抗の逆数の経時変化(下側鉄筋)

(3)交流インピーダンス法の適用性の検討

各地点における全試験体の分極抵抗の逆数を求め、これの時間積分値(以降単に時間積分値と称する)を各々の試験体の区間毎に算出した。算出した時間積分値と腐食減量の実測値の関係を図 3.4.33 に示す。時間積分値と腐食減量の間には強い正の相関関係が認められ、両者は概ね線形関係にあると判断できる。両者の関係について、原点を通る直線で近似すると次式が得られた。

$$Y = 0.0109X \quad (3.6)$$

ここに、 Y : 鉄筋の腐食減量の実測値 (mg/cm^2)、

X : 分極抵抗の逆数の時間積分値 ($\text{sec}/\Omega/\text{cm}^2$)

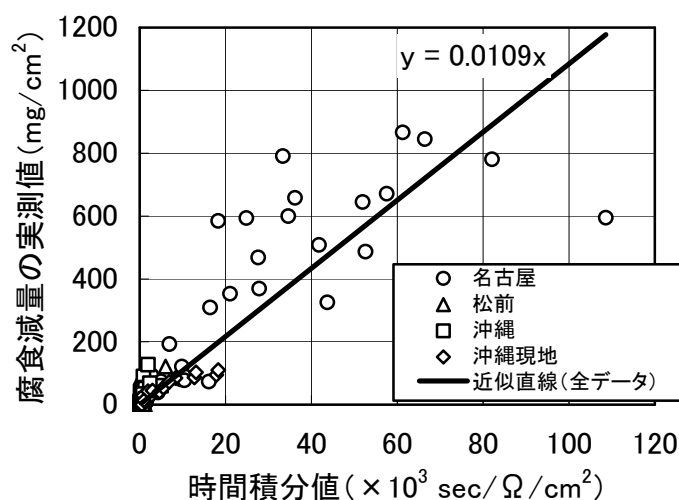


図 3.4.33 分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の実測値の関係

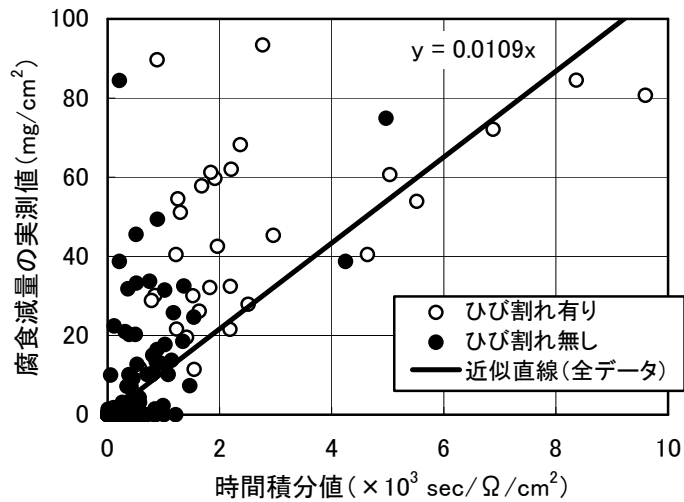


図 3.4.34 ひび割れの有無に着目した時間積分値と腐食量の関係

しかし、図 3.4.34 に示すように、腐食減量の比較的小さい $100\text{mg}/\text{cm}^2$ 以下のデータに着目すると、時間積分値が小さいため、実測値が近似直線より大きい値を示すものが多数認められる。なかでも、測定区間にひび割れが生じていない場合、時間積分値がより小さい傾向がある。この結果は、鉄筋腐食が生じているが、まだ、コンクリートにひび割れが生じていない状態の時には、分極抵抗の逆数と腐食速度の比例定数が上記の 0.0109 よりも大きい可能性を示している。

ここで、この比例定数(以降、この比例定数を α と表す)の意味を考えてみる。

金属材料の腐食反応は、ほとんどの場合が金属のアノード酸化反応(酸化物、水酸化物、水和イオンの生成など、以降アノード反応と称する)と環境中の酸化剤のカソード還元反応(水素の発生、酸素の還元など、以降カソード反応と称する)が同時に進行する電気化学反応である。金属 M のアノード反応は一般に式(3.7)で表され、カソード反応は酸化体を O_x 、還元体を R_{ed} として、便宜上、式(3.8)のように表される。



一般に、電気化学反応の速度は電流で、反応の駆動力の指標は電位で表される。両反応が電荷移動に律速される場合には、電極反応速度論から、電流(腐食電流 I_{corr})と分極抵抗 R_p の関係は、次式で表される⁹⁾。

$$I_{corr} = K_{ac} \frac{1}{R_p} \quad (3.9)$$

$$K_{ac} = \frac{1}{\{a_1 n_1 + (1 - a_2) n_2\} \phi}$$

$$\phi = \frac{F}{RT}$$

ここに、 a_1 , a_2 : 透過係数あるいは遷移係数と呼ばれ、反応の機構によって決まる定数 ($0 < a <$

1)、 n_1 , n_2 :反応の電子数、 F :ファラデー定数、 R :気体定数、 T :温度、 R_p :分極抵抗、添字1, 2:それぞれアノード反応、カソード反応におけること示す

一方、カソード反応が酸素還元反応で、酸素の拡散が反応を律速している場合、カソード反応においては電位変化にともなう電流の変化が非常に小さいので、式(3.9)のカソード反応が寄与する項は無視でき、式(3.10)のように表される⁹⁾。

$$I_{corr} = K_a \frac{1}{R_p} \quad (3.10)$$

$$K_a = \frac{1}{a_1 n_1 \phi}$$

すなわち、アノード反応の機構が同じであれば、分極抵抗の逆数から腐食電流を算出するための係数 K_a は、 $K_a > K_{ac}$ となり、電荷移動律速の場合よりも大きな値となる。

ところで、本研究で得られた比例定数 α は、腐食電流を物理的な腐食量に換算する係数を含んでいる。例えば、鉄が全て2価のイオンになるとすると、ファラデーの第2法則により、腐食速度と腐食電流の関係は次式のように表される。

$$V_{corr} = \frac{M}{2} \frac{1}{F_a} I_{corr} \quad (3.11)$$

ここに、 F_a :ファラデー定数(96500クーロン)、 M :Feの原子量(55.8)、 V_{corr} :腐食速度(g/cm² sec)である。

電荷移動律速の場合、腐食速度と分極抵抗の関係は、式(3.9)より、

$$V_{corr} = \frac{M}{2} \frac{1}{F_a} K_{ac} \frac{1}{R_p} \quad (3.12)$$

となり、比例定数 α は、

$$\alpha = \frac{M}{2} \frac{1}{F_a} K_{ac} \quad (3.13)$$

と表される。酸素拡散律速の場合、腐食速度と分極抵抗の関係は、式(3.10)より、

$$V_{corr} = \frac{M}{2} \frac{1}{F_a} K_a \frac{1}{R_p} \quad (3.14)$$

となり、比例定数は、

$$\alpha = \frac{M}{2} \frac{1}{F_a} K_a \quad (3.15)$$

となる。したがって、酸素拡散律速の場合には換算係数 K の値が大きくなり、比例定数 α も同様に大きくなる。

Raupach¹⁰⁾は、水中で飽和したコンクリートでは、酸素の拡散が腐食反応速度を支配していると報告している。本研究の試験体は常時水中の環境ではないが、海水や雨水に接し、これに近い状態であったことも十分に考えられる。コンクリートにひび割れが生じるまでは、コンクリートを透過して鉄筋へ酸素が供給されるため、コンクリートを透過してくる酸素量に腐食反応が律速されてい

た可能性がある。すなわち、ひび割れが生じる以前は鉄筋の腐食速度が酸素の拡散に律則されていると考えられ、この場合の換算係数 K の値はひび割れが生じた後の酸素供給が十分な場合と比較して大きな値であると考えられる。比例定数 α は換算係数に定数を乗じた値であるので、ひび割れ発生前の α もひび割れ発生後よりも大きな値となったと考えられる。

第4章の検討において、電極を埋め込んだ試験体を用いて、ひび割れ発生前の腐食速度について検討し、 $\alpha=0.0337$ の値を得ている。そこで、各区間のひび割れ発生時までは $\alpha=0.0337$ を用い、発生後は $\alpha=0.0109$ を用いて、腐食減量を推定した。 $\alpha=0.0109$ のみを用いた場合の腐食減量の推定値と実測値の関係を図 3.4.35 に、ひび割れ発生前までは $\alpha=0.0337$ を用いた場合の腐食減量の推定値と実測値の関係を図 3.4.36 に示す。全てのデータを比較すると、ひび割れ前後で α の値を変えた影響は顕著には現れず、両者ともに良好に腐食減量を推定できている。しかし、腐食減量が $100\text{mg}/\text{cm}^2$ 以下のデータに着目すると、ひび割れ発生前までの α を変化させた場合、明らかに推定精度が向上しており、腐食減量を良好に推定できていると考えられる。また、各試験体の各々の区間毎に α を変化させた場合の腐食減量の推定値と実測値の比較を図 3.4.37～図 3.4.44 に示す。暴露地点、使用材料、鉄筋の上下、腐食量に係わらず、概ね良好に腐食減量を推定できており、実環境下での交流インピーダンス法の適用性は良好であると考えられる。

本検討では、6ヶ月に一回の測定値をその期間の代表値として取り扱った。鉄筋の腐食速度は、温度、湿度、降雨等の環境条件によって影響を受け、変動していると考えられる。電極を埋設する方式などを用いて、常時モニタリングを行うことができれば、推定精度の大幅な向上が期待できると考えられる。

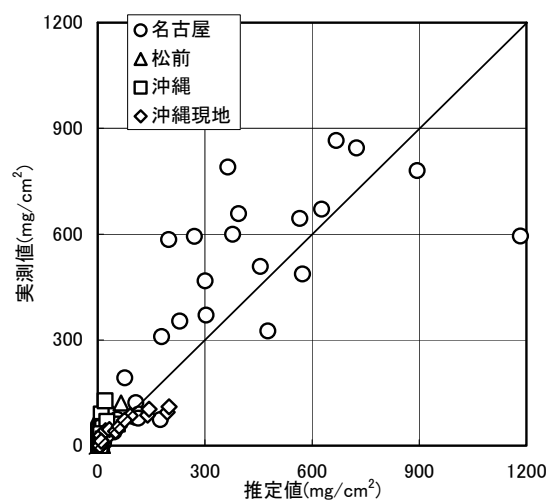
ここで、本研究で得られた α の値を通常用いられている K 値に換算し、既往の報告と比較検討する。 K 値は式 3.13 より求められる。

先ず、「3.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の検討」では、ひび割れの有無を区別せず、 60°C の浸漬・乾燥試験の結果から $K=0.0546(\text{V})$ ($\alpha=0.0158$) が得られた。次に、「3.4 自然環境における交流インピーダンス法の適用性評価」では、同じくひび割れの有無を区別せず、自然環境での暴露実験の結果から $K=0.0377(\text{V})$ ($\alpha=0.0109$) が得られた。岡田ら²⁾は、高温高湿度の浸漬乾燥繰り返し試験を行い、温度が高い場合には、 K 値が大きくなる可能性を指摘している。本研究で得られた K 値も温度の影響により大きな値となったと考えられる。横田¹¹⁾は、 70°C の海水中に 3.5 日間、 15°C RH60%の気中に 3.5 日間の繰り返し試験の結果から $K=0.033(\text{V})$ と報告している。本研究での 60°C の浸漬・乾燥試験での $K=0.0546$ はこの値と比較すると 1.6 倍程度である。海水中での腐食速度は一般に小さいとされていることから、横田の温度条件よりも本研究の温度条件(60°C)の方が温度の影響が大きかったためと考えられる。一方、本研究の自然環境での暴露試験で得られた $K=0.0377(\text{V})$ は横田の報告の値とほぼ同じである。また、Andrade ら¹²⁾は、活性状態の鉄筋で $K=0.026(\text{V})$ 、不動状態の鉄筋で $K=0.052(\text{V})$ を報告している。本研究の自然環境での $K=0.0377$ はこれらの値の平均値に近い。本研究の暴露試

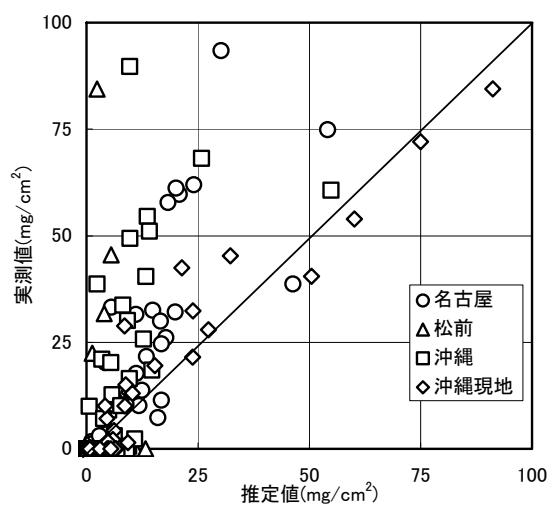
験では試験体に予め塩分を混入しておらず、外部からの塩分の侵入により鉄筋が腐食するため、暴露初期には不動態状態、その後、塩分の侵入に応じて活性状態となったと考えられ、不動態、活性の両状態のデータが含まれているためと考えられる。

最後に「第4章鉄筋腐食進行評価手法の提案」では、40℃の温度条件下におけるひび割れの生じていない試験体のデータから $K=0.117(V)$ ($\alpha=0.0337$) が得られ、ひび割れが生じていない場合には酸素の拡散律則により腐食反応が進行しているためと考えられた。得られた K 値は前述した既往の報告の 2～4.5 倍程度の値である。横田の実験¹⁰⁾では、鉄筋がコンクリート試験体に完全には埋設されておらず鉄筋の端部が外部に露出しているため、完全には酸素の拡散律則の状態ではなかったと考えられる。また、Andrade ら¹¹⁾の実験では、ひび割れの有無については不明であるが、かぶり7mmの試験体を用いており、ひび割れが生じていた可能性が高く、酸素の拡散律則により腐食反応が進行していたとは考えにくい。以上のように、本研究で得られたひび割れの無い場合の K 値については既往の報告は見あたらない。

ただし、「4.2.2 鉄筋腐食モニタリング手法の適用性評価」での考察のように、埋設電極を用いた場合の K 値は表面に電極を設置した場合と比較して大きめの値となると考えられるが、本研究では両者の比較を行っておらず定量的な同定は困難であるため、ここではひび割れの生じていない状態での比例定数 K 値としてそのまま用いることとした。

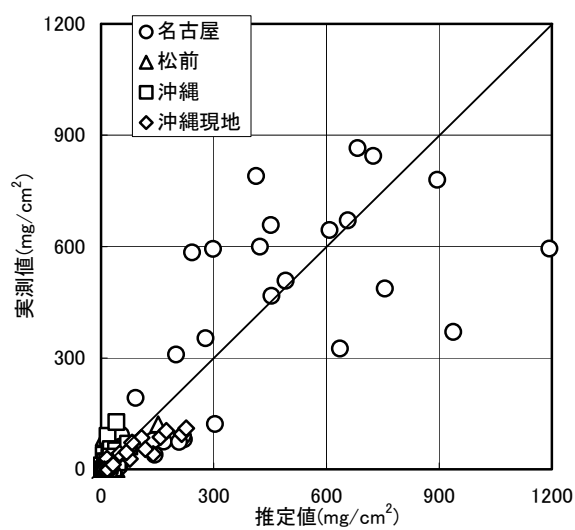


a) 全データ

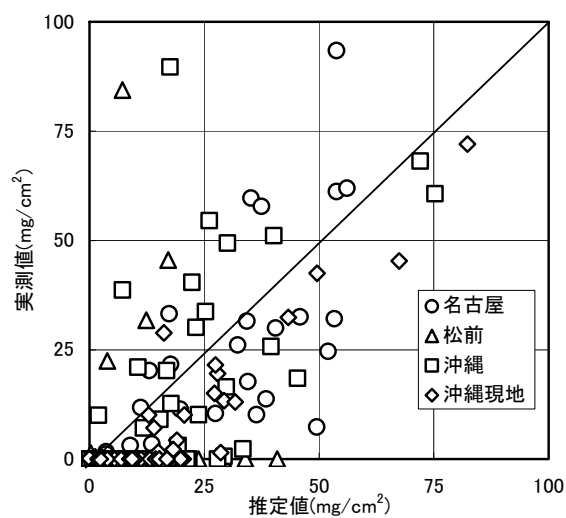


b) 10mg/cm²以下のデータ

図 3.4.35 ひび割れの有無を考慮しない場合の推定値と実測値の比較



a) 全データ



b) 10mg/cm²以下のデータ

図 3.4.36 ひび割れの有無を考慮した場合の推定値と実測値の比較

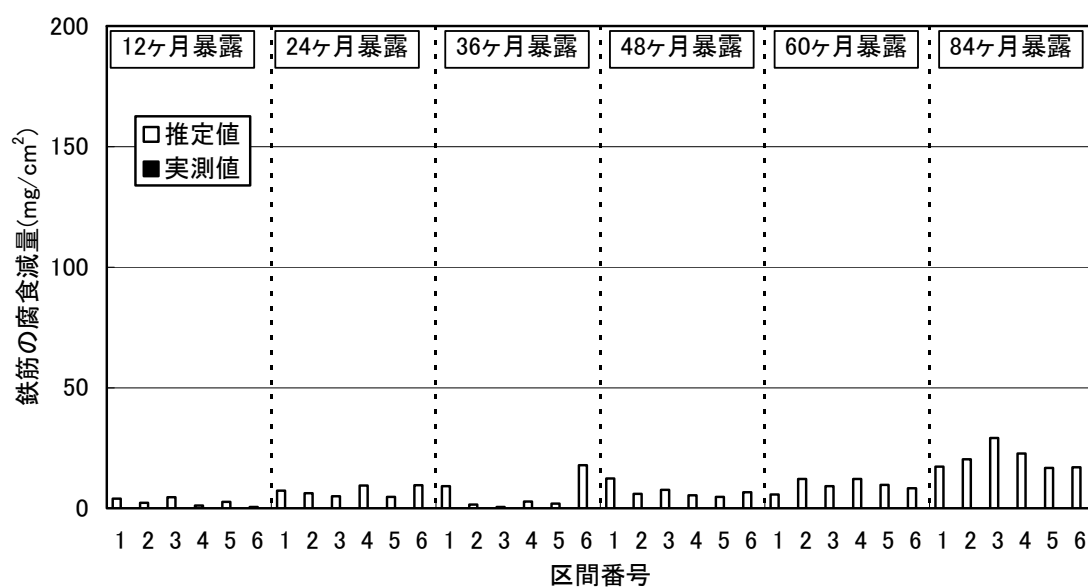


図 3.4.37 腐食減量の推定値と実測値の比較 (松前の試験体の上側鉄筋)

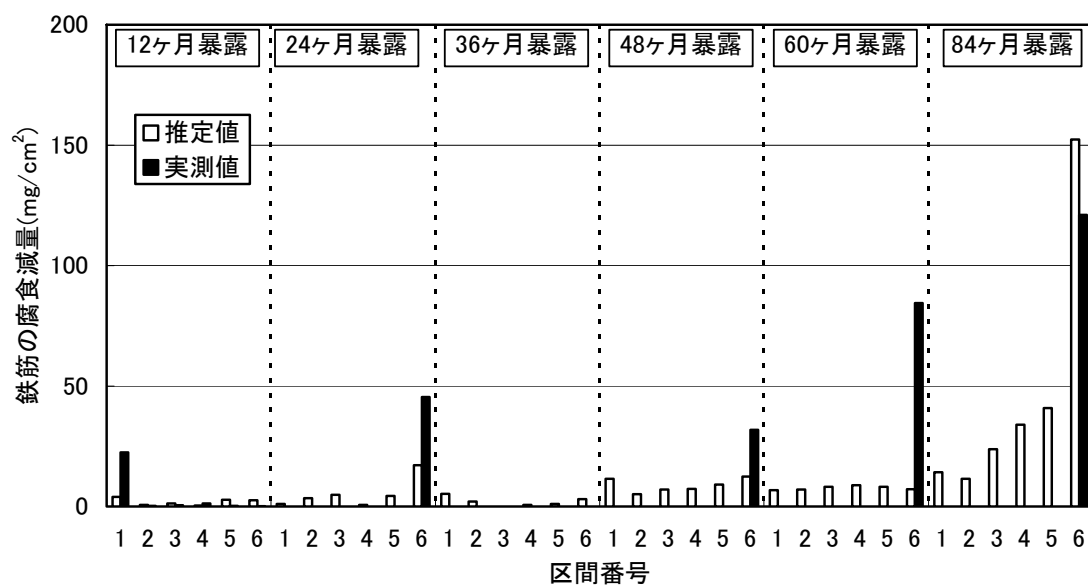


図 3.4.38 腐食減量の推定値と実測値の比較 (松前の試験体の下側鉄筋)

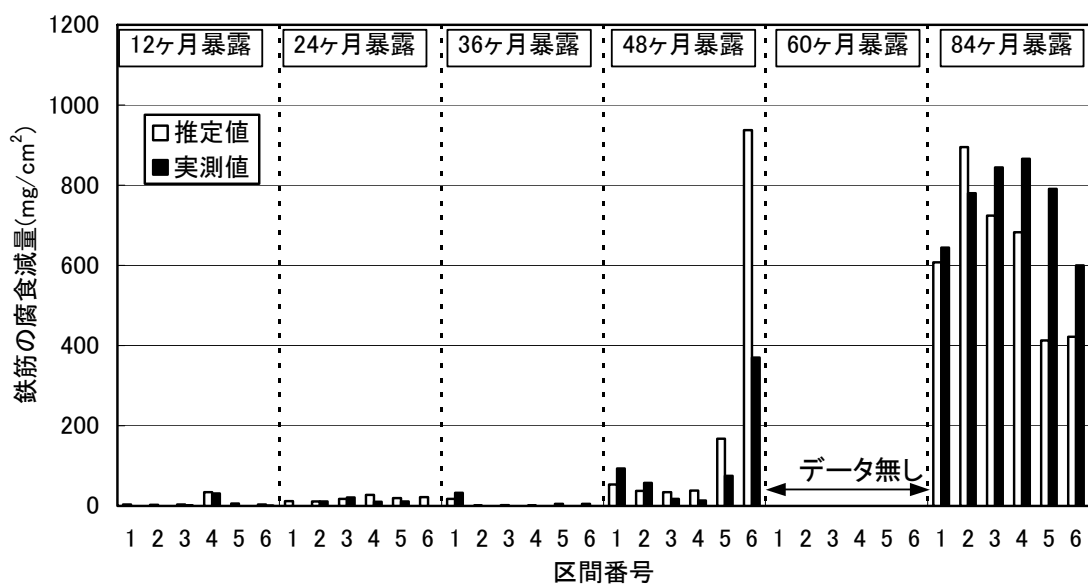


図 3.4.39 腐食減量の推定値と実測値の比較(名古屋の試験体の上側鉄筋)

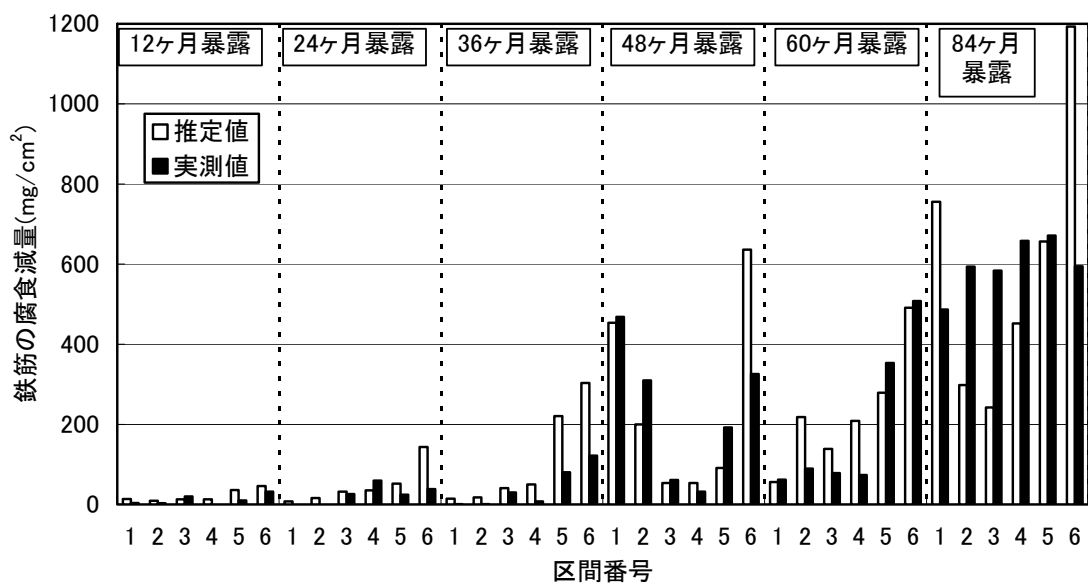


図 3.4.40 腐食減量の推定値と実測値の比較(名古屋の試験体の下側鉄筋)

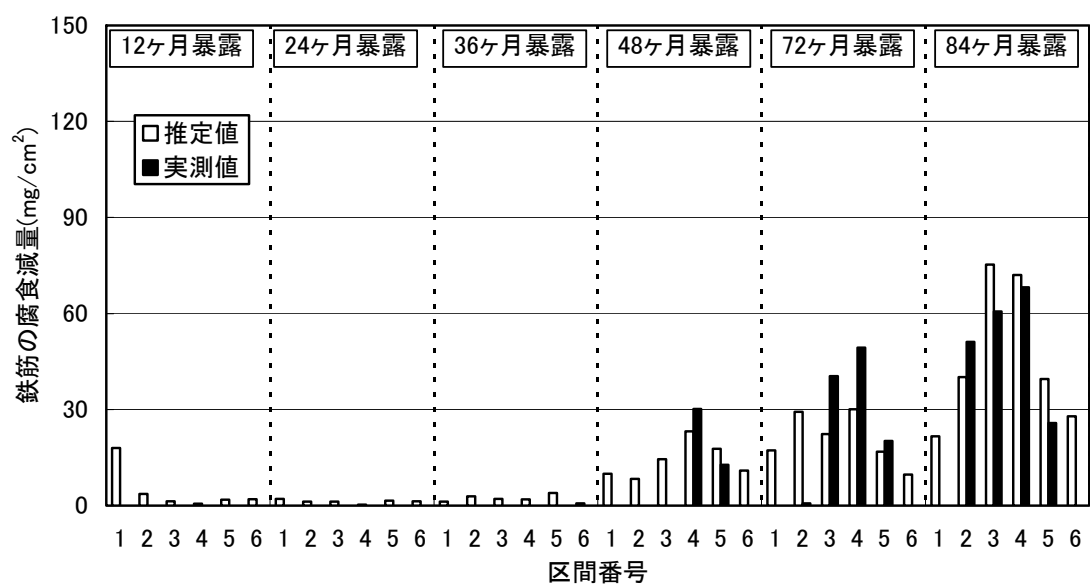


図 3.4.41 腐食減量の推定値と実測値の比較(沖縄の共通試験体の上側鉄筋)

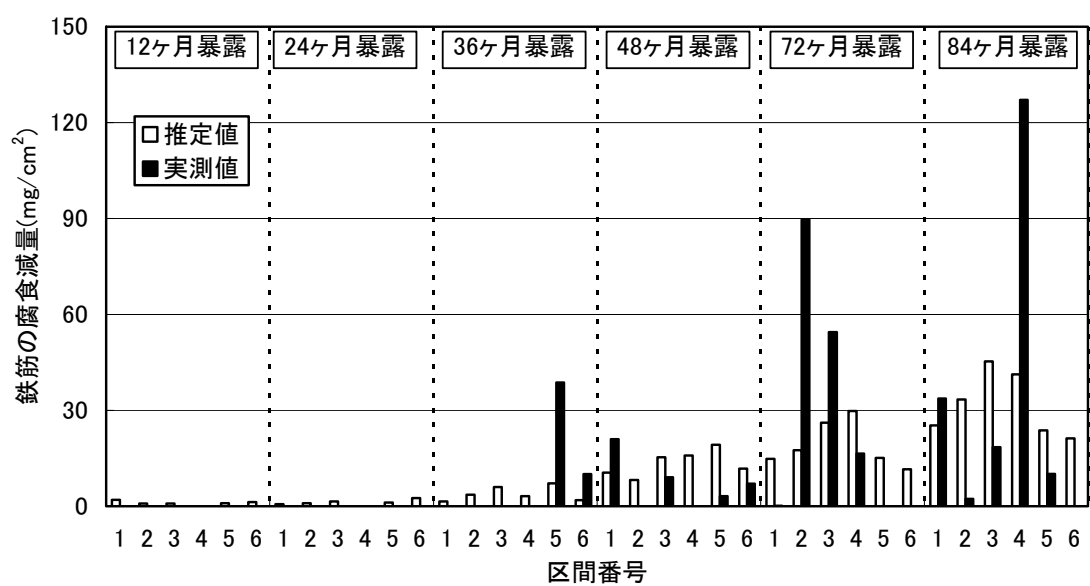


図 3.4.42 腐食減量の推定値と実測値の比較(沖縄の共通試験体の下側鉄筋)

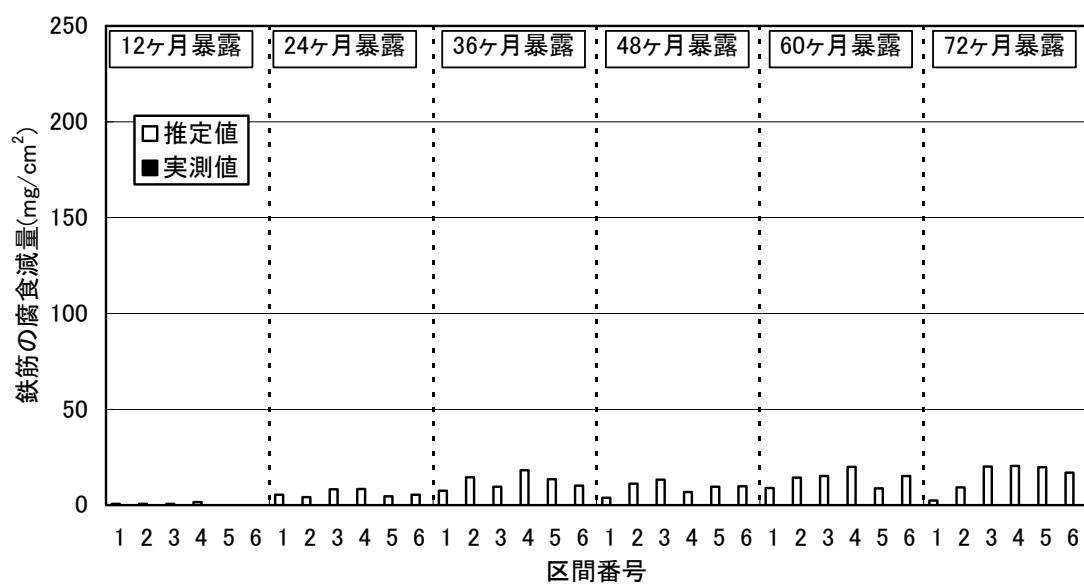


図 3.4.43 腐食減量の推定値と実測値の比較(沖縄の沖縄材料試験体の上側鉄筋)

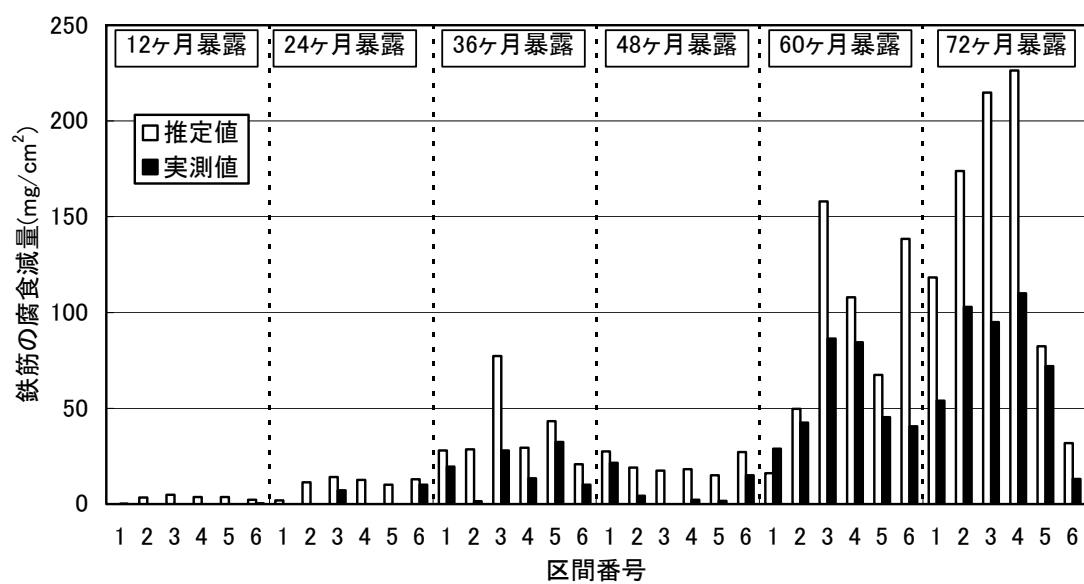


図 3.4.43 腐食減量の推定値と実測値の比較(沖縄の沖縄材料試験体の下側鉄筋)

3.5 本章のまとめ

本章では、交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の鉄筋コンクリートへの適用について検討した。まず、検査法としての分極抵抗法の適用性を予備的に評価することを目的として、小型の試験体の腐食促進試験を行い、2種類の周波数を用いた分極抵抗法の適用を試みた。次に、長さの異なる2種類の試験体を用いて腐食促進試験を行い、交流インピーダンス法に与える試験体長さの影響、測定面の違いの影響について検討し、定量的な腐食推定を試みた。最後に、自然環境中に暴露した試験体に交流インピーダンス法を適用し、同手法の適用性を評価した。

先ず、2種類の周波数を用いた分極抵抗法については、コンクリートの電気抵抗を除去し、鉄筋の分極抵抗を測定する方法として、低周波電圧（約 10mHz）、高周波電圧（1kHz）を印加したときのそれぞれの抵抗の差を分極抵抗と考える方法を採用した。かぶり 10、20mm の鉄筋コンクリート試験体の腐食促進試験を 13～112 日間行い、鉄筋の分極抵抗を測定し、分極抵抗法のコンクリート中の鉄筋腐食への適用の可能性について検討した。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 測定された分極抵抗が小さいほど、鉄筋の腐食減量および腐食面積率は大きな値を示した。したがって、従来報告されているように、同じ環境条件の同じ仕様の鉄筋コンクリートであれば、分極抵抗の値から、測定された時点の鉄筋の腐食状態を定性的にはあるが、推定できる可能性がある。
- (2) 試験期間中に測定された全ての分極抵抗を基に推定した鉄筋の腐食減量は、推定値が正の範囲では、かぶりに依らず、実測値と比較的よく一致した。分極抵抗は腐食速度の指標であることから、今回用いた方法により、鉄筋の腐食速度をある程度推定できる見通しが得られた。

しかし、2種類の周波数を用いた分極抵抗法では、分極抵抗の測定値が負の値を示すものが認められ、原因として、設定周波数が適切でないことが考えられた。このため、交流インピーダンス法による幅広い周波数を用いた腐食推定法の検討を行った。断面形状（10×10cm、最小かぶり 2cm）が等しく、長さの異なる2種類の試験体を製作して試験に供し、試験体長さの影響、測定面の違いによる影響について検討した。全ての試験体は最長 192 日間の腐食促進試験（雰囲気温度 60℃における、3%食塩水による浸漬、乾燥の繰返し）に供し、約 4 週間間隔でインピーダンスの測定を行なった。インピーダンスの測定は、周波数範囲 10mHz～10kHz、印加電圧±50mV、VS.自然電位で行った。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 腐食促進試験により、試験開始後 91 日～122 日の間に腐食によるひび割れが発生した。

ひび割れが発生すると、腐食減量、腐食面積は著しく増大した。また、鉄筋が長い試験体の方が、同一経過時間における平均的な腐食減量、腐食面積が小さくなる傾向がある。

- (2)測定されたインピーダンス軌跡は、2つの半円が連続した形状であった。この2つの半円の直径を判読し、それぞれの逆数の時間積分値を求め腐食減量と比較した。その結果、低周波数側の半円の直径の逆数の時間積分値と、腐食減量との間に線形関係が認められ、定量的に、低周波数側に現れる半円の直径が分極抵抗を表していることを明らかにした。
- (3)腐食面積、ならびに腐食減量と、測定される分極抵抗の逆数は相関性があり、逆数が小さい程、腐食程度は大きくなる傾向がある。インピーダンス測定時の腐食状態の定性的な推定が行える可能性を再度確認した。
- (4)分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係から、腐食速度の推定式、ならびに腐食減量の推定式を導き、これを用いて、腐食速度、腐食減量を推定し、実測値と比較した。その結果、対極と同程度の長さの鉄筋に対しては、腐食速度、腐食減量とともに精度良く推定できることが示された。また、対極の6倍の長さの鉄筋に対しては、腐食減量を良好に推定でき、腐食速度についても推定可能との見通しが得られた。
- (5)対極の設置面により分極抵抗の値は影響を受け、かぶりの大きな面からの測定値は、最もかぶりの小さい面からの測定値よりも大きくなる傾向が認められた。このため、推定される腐食速度、腐食減量はともに実測値よりも小さめの値となる傾向にある。腐食面積の鉄筋周方向の分布と分極抵抗との関係を検討した結果、腐食面積の大きな部分に近い面から測定した分極抵抗の逆数ほど大きくなる傾向があり、測定面に近い鉄筋部分に比較的多くの電流が流れているためと考えられた。

最後に、交流インピーダンス法の自然環境での適用については、全国3地点の海岸に暴露した鉄筋コンクリートはり試験体に適用し、鉄筋の腐食減量の推定手法について検討した。暴露場所は、北海道の松前町(松前)、愛知県の中部電力西名古屋火力発電所(名古屋)、ならびに沖縄県の沖縄電力石川火力発電所(沖縄)であり、このうち名古屋は干満帯、他の地点は大気中である。交流インピーダンス法による測定は約6月間隔で行い、約12ヶ月間隔で1体の試験体を回収し、解体して鉄筋の腐食状態を把握した。暴露期間は約7年間である。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1)松前の試験体は、1年経過時に鉄筋腐食が初めて認められ、3年経過時に初めて1体の試験体に鉄筋に沿ったひび割れが生じ、以降ひび割れの生じた試験体数が増大していった。腐食位置は海からの風が当たりやすい試験体の海側の下側鉄筋に限られていた。
- (2)名古屋の試験体は、半年経過時に初めてひび割れが認められ、3年経過時にはほとんど全ての試験体にひび割れが生じていた。3地点の中で最も早く腐食が進行した。腐食位置は、上側、下側鉄筋で差はほとんど無く、海側と陸側でも違いは認められなかった。
- (3)沖縄の共通試験体は、3年経過時に初めて鉄筋腐食が認められ、4年経過時に初めてひ

び割れが生じた。腐食位置は、上側鉄筋、下側鉄筋で大きな差はなく、海側と陸側の違いも認められなかった。

- (4) 沖縄の沖縄材料試験体は、1年経過時から腐食が認められ、3年経過時に初めてひび割れが生じるなど、共通試験体に比較して、腐食の発生、進行が早い傾向がある。また、腐食が下側鉄筋にのみ生じ、上側の鉄筋には腐食が認められない。上側の鉄筋周囲のコンクリート中の塩分量が小さいためであるが、この原因は不明である。
- (5) 各地点で測定したインピーダンス軌跡は、暴露期間が経過し、試験体にひび割れが生じ、腐食が著しく進行しても、これまで報告したように、2つの半円が連続した形状であり、本研究の方法により良好にインピーダンスを測定できると考えられた。
- (6) 2種類の周波数を用いた分極抵抗法で負の値が得られた原因は、設定した周波数が適切ではなかった可能性が高いことが分かり、適切にコンクリート抵抗を除去するためには周波数を変化させることが必要と考えられた。
- (7) 全試験体の各測定区間の分極抵抗を低周波数側の半円の直径から求め、これの逆数の時間積分値を算出し、対応する区間の鉄筋の腐食減量と比較した。その結果、時間積分値と腐食減量の間に概ね線形関係が認められ、比例定数 0.0109 が得られた。
- (8) 腐食量の比較的少ない範囲では、比例定数 0.0109 を用いると時間積分値が小さな値となり、この理由として、ひび割れの発生前では腐食反応が酸素の拡散律速となることが考えられ、これを考慮した比例定数 0.0337 を用いることにより、この範囲でも良好な推定値を得ることができた。
- (9) 本検討の範囲では、暴露地点、鉄筋の位置、使用材料、に係わらず、鉄筋の腐食減量を概ね良好に推定でき、自然環境中での交流インピーダンス法の適用性は十分に高いと考えられた。
- (10) 本検討では、6ヶ月に一回の測定値をその期間の代表値として取り扱った。鉄筋の腐食速度は、温度、湿度、降雨等の環境条件によって影響を受け、変動していると考えられる。電極を埋設する方式などを用いて、常時モニタリングを行うことができれば、推定精度の大幅な向上が期待できると考えられる。

第3章の参考文献

- 1) 伊藤伍郎：腐食科学と防食技術、コロナ社、1969
- 2) 岡田清・小林和夫・宮川豊章・本多哲：分極抵抗法を用いた鉄筋腐食モニタリングによる補修基準について、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1983
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準（案）、1987
- 4) 水流徹・前田龍・春山志郎：交流法腐食モニターの局部腐食への適用、防食技術、28、1979

- 5) 横田優：電気化学的手法によるコンクリート中の鉄筋腐食評価、第 12 回コンクリート工学年次講演論文集、1990
- 6) W. J. McCarter and R. Brousseau, The A.C. Impedance of Hardened Cement Past, Cement and Concrete Research, Vol. 20, No. 6, pp.891-900, 1990
- 7) 大城武・斉藤仁・近藤忠生：塩害を受けた R C 構造物の腐食評価法について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14, No.1, pp.649-654, 1992
- 8) 水流徹・春山志郎：交流インピーダンス法、防食技術、Vol. 28、No. 3、1979
- 9) 春山志郎・水流徹・阿南正治：腐食している電極の交流インピーダンス，防食技術，Vol.27, pp.449-456, 1978
- 10) M. Raupach, Investigations on the Influence of Oxygen on Corrosion of Steel in Concrete - Part I, Materials and Structures, Vol.29, pp.174-184, 1996
- 11) 横田優：交流インピーダンス法に基づくコンクリート中の鉄筋腐食評価に関する研究、徳島大学学位論文、1995
- 12) C. Andrade, and J. A. Gonzalez, "Quantitative Measurements of Corrosion Rate of Reinforcing Steel Embedded in Concrete Using Polarization Resistance Measurements," Werkstoffe und Korrosion(Wienheim), V. 29, pp.515-519, 1978

第4章 鉄筋腐食進行評価手法の提案

4.1 はじめに

これまで、鉄筋腐食が発生するまでの期間については多くの検討がなされてきた。すなわち、外部からの塩化物イオンのコンクリート中への浸透は、濃度差による拡散現象として捉えることができ¹⁾²⁾、コンクリート中の見かけの拡散係数を用いて、塩化物イオンの浸透を評価できることが分かっている。腐食の発生する限界の塩化物イオン濃度についても多くの報告³⁾があり、この濃度に達するまでの期間を求めることにより鉄筋腐食が発生するまでの期間をある程度予測することが可能である。

一方、腐食が発生した後の鉄筋腐食の進行についての検討は少なく、土木構造物に適用できる評価法は非常に少ない。また、既存の解析モデルにおいては使用する物性値が実験により容易に得られないためその多くを仮定しており、実用性の高い方法であるとは言い難い。

本章では、海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価手法を提案することを目的とした。まず、埋設電極を用いた交流インピーダンス法による腐食速度測定(モニタリング)手法を提案し、これの適用性を評価した。次に、予め塩分を混入した試験体の腐食実験を行い、同手法を用いて腐食速度をモニタリングし、一定の塩化物イオン濃度のコンクリート中における鉄筋の腐食速度を実験的に把握した。実験結果を基に、鉄筋の腐食が発生してから腐食ひび割れの発生するまでの期間を対象として、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が変化した場合の腐食速度の変化を評価する方法を示し、外部から塩分が浸透することにより鉄筋位置の塩化物イオン量が増加する過程を考慮した鉄筋腐食の進行評価手法を提案した。さらに、海岸近くに暴露した試験体の腐食進行評価を行い、実測値と比較し評価手法の適用性を検討した。

4.2 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食モニタリング

4.2.1 鉄筋腐食モニタリング手法の提案

(1) 検討の目的

交流インピーダンス法はコンクリート表面に電極を設置し、鉄筋と電極の間に微小な交流電流を流し、鉄筋の腐食速度に関係する抵抗値(分極抵抗)を測定する方法である。この方法では、電極に近い鉄筋表面に電流が多く流れるため、測定値には鉄筋表面の情報が偏って含まれている可能性がある。また、腐食速度に関係する測定値が低い周波数により得られるため精度の高い測定を行うためには通常1時間以上の時間を要し、環境条件によっては電極とコンクリートの間の接触液が乾燥し測定値に影響を与える可能性がある。

本節では実験により腐食速度を把握することを目的とするため、先ず、精度良く環境条件に左右されず腐食速度を測定できる方法として、コンクリート中に鉄筋を囲むように電極を埋設する方法を考案し、この手法の適用性を検討した。

(2) 埋設電極を用いた交流インピーダンス法の概要

交流インピーダンス法の測定は、通常、測定対象である鉄筋の他に、電位を測定するための電極(参照電極)、電流を流すための電極(対極)をコンクリート表面に設置して使用する。参照電極で鉄筋の電位を測定し、この電位を変化させるように対極と鉄筋間に電流を流しインピーダンスを測定する。本研究では交流インピーダンス法で使用する電極を全て埋設するように、図 4.2.1 のような埋設電極を考案した。対極は4本のステンレス製の線材(SUS316、 ϕ 4mm)を2本の同材質のステンレス製の線材で接続した形状である。電流が鉄筋表面に均等に流れるように鉄筋を囲む位置に平行に配置し、鉄筋の長さに対応する部分以外は電流が流れないように絶縁テープで被覆した。参照電極は白金の線材(ϕ 0.5mm)を用い、鉄筋近傍に配置した。

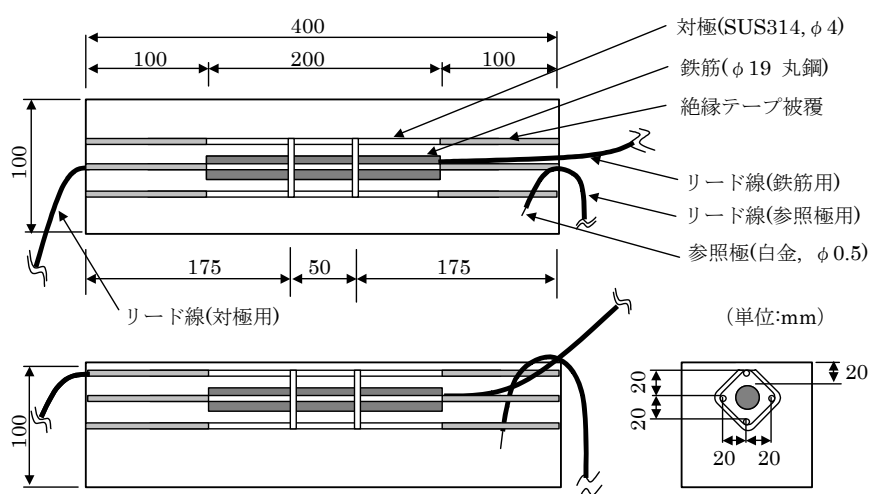


図 4.2.1 埋設電極を用いた試験体の形状

4.2.2 鉄筋腐食モニタリング手法の適用性評価

(1) 実験概要

試験体は、図 4.2.1 に示すように、縦 10cm、横 40cm、高さ 10cm の形状であり、内部に長さ 20cm の ϕ 19mm 丸鋼鉄筋(SR235)、対極、参照電極を配置した。鉄筋のかぶりは 20mm であり、対極と鉄筋との距離は約 10mm である。使用したコンクリートの配合は表 4.2.1 に示す通りである。セメントは普通ポルトランドセメント(日本セメント製)を用いた。細骨材は利根川鹿島産の川砂(比重: 2.64、吸水率: 0.76%、粗粒率: 2.64)、粗骨材は埼玉県秩父産の碎石(比重: 2.69、吸水率: 0.98%)を用いた。混和剤は AE 減水材として日曹マスタービルダーズ製ポリリス No.70 を使用し、セメント重量に対して 0.25% 混入した。練混ぜ水として塩水を用いて、コンクリートに予め NaCl を混入した。混入量はコンクリート中の塩化物イオン量で 1.5kg/m^3 および 6.0kg/m^3 の 2 種類である。試験体は打設 1 日後に脱型し、 20°C の水中で 4 週間の養生を行った。養生後の試験体を恒温恒湿槽内に静置した、温度は 60°C 、湿度は相対湿度 80% である。試験は約 8 ヶ月間行った。

交流インピーダンス法による測定は、周波数範囲を $10\text{kHz}\sim 1\text{mHz}$ 、印加電圧を $50\text{mV}\pm$ 自然

電位で行った。測定は、2週間～4週間の間隔で行った。交流インピーダンスの測定はポテンショスタット(北斗電工製、HA-501G)、周波数応答解析器(NF回路ブロック製、S-5720C)を用いた。

試験開始2ヶ月後、4ヶ月後、8ヶ月後に試験体を解体し、腐食量を測定した。腐食量の測定は、日本コンクリート工学協会「コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに基準(案)コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」⁴⁾を参考に、60℃の10%クエン酸二アンモニウム溶液に24時間浸漬した後、腐食生成物を除去した鉄筋の重量を測定し、腐食前の重量との差を腐食量とした。このとき非腐食部分の黒皮が除去されたため、別に健全な鉄筋を用いて上記と同じ方法により重量減少量を測定し、腐食による重量減少量をから差し引いた値を腐食量とした。

表 4.2.1 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメント 比 (%)	単位量(kg/m ³)				
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 C×0.25%
13	12±2.5	4±1	55	179	330	737	1038	0.825

*)混和剤はAE減水剤

(2) 実験結果および適用性評価

測定されたインピーダンスの Cole-Cole プロットの例を図 4.2.2～図 4.2.3 に示す。低周波数側に半円状の軌跡が現れており、インピーダンスを良好に測定できていると判断できる。塩化物イオン量 6kg/m³ の試験体では試験開始 140 日後程度でひび割れが生じていた。ひび割れ発生後のインピーダンスの軌跡は一部虚数部が正の値(図 4.2.3 中では円を描く軌跡)を示すものの低周波数側には依然として半円の一部が現れており、分極抵抗を求めることができる。この特異なインピーダンス軌跡については、「3.4.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食非破壊検査手法の適用性」で同様な現象が認められ、考察した通りである。

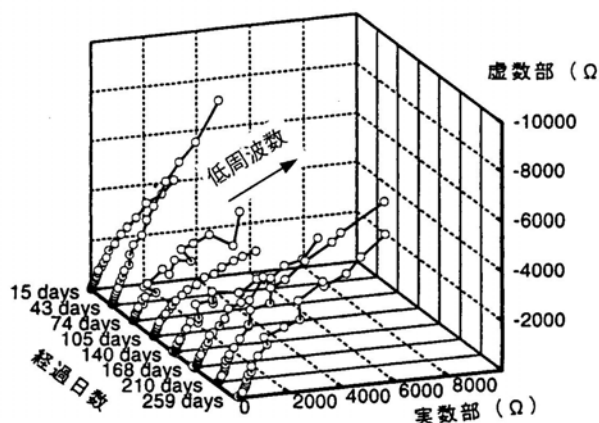


図 4.2.2 測定されたインピーダンス軌跡の例
(塩化物イオン濃度 1.5kg/m³)

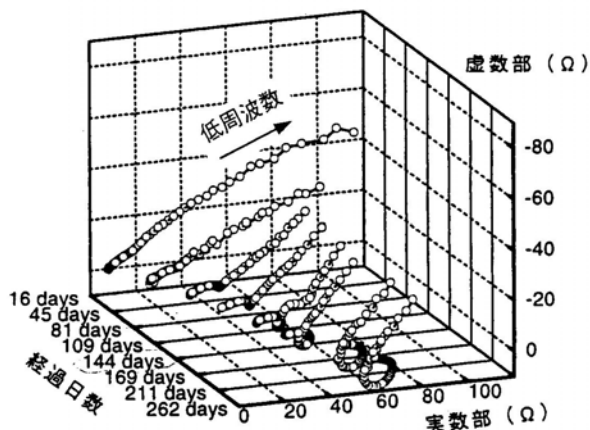


図 4.2.3 測定されたインピーダンス軌跡の例
(塩化物イオン濃度 6.0kg/m³)

カーブフィットプログラム(北斗電工(株)製)を用いて、低周波数側の軌跡を半円として近似し、円が実数軸と交わる2点の距離を求め分極抵抗とした。

得られた分極抵抗の逆数の時間積分値を計算し、腐食量と比較した。分極抵抗の逆数の時間積分値は次式により求めた。

$$S = \sum \Delta S_n \quad (n=1 \cdots N) \quad (4.2.1)$$

$$\Delta S_n = (1/R_{t_n} + 1/R_{t_{n-1}})(t_n - t_{n-1})/2$$

ここに、 S : 分極抵抗の逆数の時間積分値 ($1/\Omega/\text{cm}^2/\text{sec}$)

ΔS_n : 時刻 t_{n-1} から時刻 t_n までの間の分極抵抗の逆数の時間積分値
($1/\Omega/\text{cm}^2/\text{sec}$)

R_{t_n} : 時刻 t_n に測定された分極抵抗 ($\Omega \text{ cm}^2$)

t_n : n 回目の測定時刻 (sec)

N : 最大測定回数

図 4.2.4 に示すように、分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食量に線形関係が認められる。したがって、本研究の方法により、分極抵抗を精度良く測定でき、腐食速度を推定することができると考えられる。

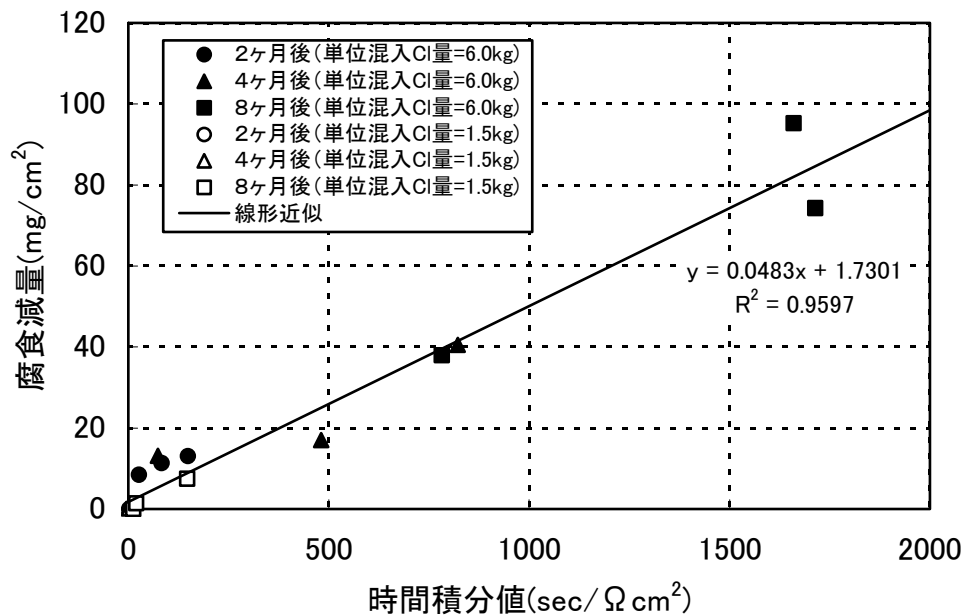


図 4.2.4 分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係
(埋設電極の適用性評価実験)

ここで、得られた比例定数 α の値は 0.0483 であり、この値は第3章で得られた値 0.0109 と比較すると大きな値である。これは、第3章でも述べたように、試験温度が 60℃ の高温であったこと、ひび割れ発生前の測定値が比較的多いため、ひび割れの発生前の大きい比例定数が多く含まれることによると考えられる。さらに、電極の設置方法が異なることも要因の一つと考えられる。

埋設電極を用いた場合と、電極を表面に設置する場合との比較検討は行っていないが、「3.3 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査法の適用」で述べたように、コンクリート表面に電極を設置した場合には、鉄筋の周方向で見ると電極に近い部分に比較的多く電流が流れると考えられ、腐食も鉄筋の周方向で見ると、コンクリート表面に近い部分に発生することが多い。したがって、コンクリート表面に電極を設置する方法では、電極に近い鉄筋表面部分の比較的大きな腐食速度を検出している可能性が高く、埋設電極と比較すると分極抵抗の逆数は大きめの値が測定される。すなわち腐食速度が大きく見積もられるため、比例定数は小さくなると考えられる。

4.3 コンクリート中の鉄筋腐食速度評価実験

4.3.1 腐食速度評価実験の概要

(1) 実験の目的

外部から塩化物イオンがコンクリート中に浸透すると鉄筋位置の塩化物イオン濃度は変化する。しかし、この状態を再現した実験により塩化物イオン濃度に応じた鉄筋の腐食速度を把握することは容易ではない。そこで、本研究では、塩化物イオン濃度の変化に対応する腐食速度は後の評価手法の中で考慮することとし、所定の塩化物イオン濃度における腐食速度を実験により把握した。

(2) 実験の要因と条件

実験の要因は表 4.3.1 に示すように、試験体に予め混入する塩化物イオン量、かぶり、および相対湿度とした。塩化物イオン量は、海洋環境にあるコンクリート構造物の調査結果などを参考に 10kg/m^3 を最大値とした。かぶりは、土木学会コンクリート標準示方書設計編[平成 8 年制定]を参考に、10cm までとした。相対湿度は我が国の各地の月別平年相対湿度(1961 年～1990 年の平均値)の年平均が 64%～80% であること⁵⁾を参考に相対湿度 60% および 80% の 2 種類に設定した。

表 4.3.1 腐食速度評価実験の要因

要 因	水 準
混入塩化物イオン量(kg/m^3)	2, 4, 6, 8, 10
かぶり(cm)	2, 5, 10
相対湿度(%)	60, 80

*)混入塩化物イオン量はかぶり 2cm の場合 6kg/m^3 、
かぶり 5cm の場合 8kg/m^3 を上限とした。

実験の温度は 40°C 一定とした。我が国の各地の月別平年気温(1961～1990 の平均値)は 5.7°C (釧路)から 22.4°C (那覇)までの範囲で分布している⁵⁾。一方、日射を受けるコンクリートの温度は気温だけでなく日照量などの影響を受け、気温よりも 10°C ～ 15°C 程度高い場合があることが報告されている⁶⁾。本研究では、腐食反応は一般に温度が高い方が速く進むことから、安全側の評価を行うこととした。このため、我が国の最大値付近の気温を想定し、最も気温の高い那覇の平年気温を参考にし、コンクリートの温度が気温よりも高くなることを考慮して、実験の温度を 40°C に設定した。

(3) 試験体

実験に用いた試験体は、図 4.3.1 に示すように、かぶりをそれぞれ 2cm、5cm、10cm とした 3 種類である。同一試験要因について試験体は 3 体とし、この内 1 体の試験体を交流インピーダンス測定用とし、鉄筋の他に、対極(ステンレス SUS316, $\phi 4\text{mm}$)と参照極(白金, $\phi 0.5\text{mm}$)を埋め込んだものとした。また、他の 2 体は電極を埋め込まず、電極を埋め込んだことによる腐食への影響を把握するための試験体とした。

試験体は 1 面のみを解放面とし、他の 5 面をタールエポキシ(JIS K5664 タールエポキシ樹脂塗料 I 種適合品)でシールした。タールエポキシは中性化試験に用いられた実績が多く、塗布面の中性化がほとんど進行しないため、気体の遮断性が極めて高いことが期待できる。

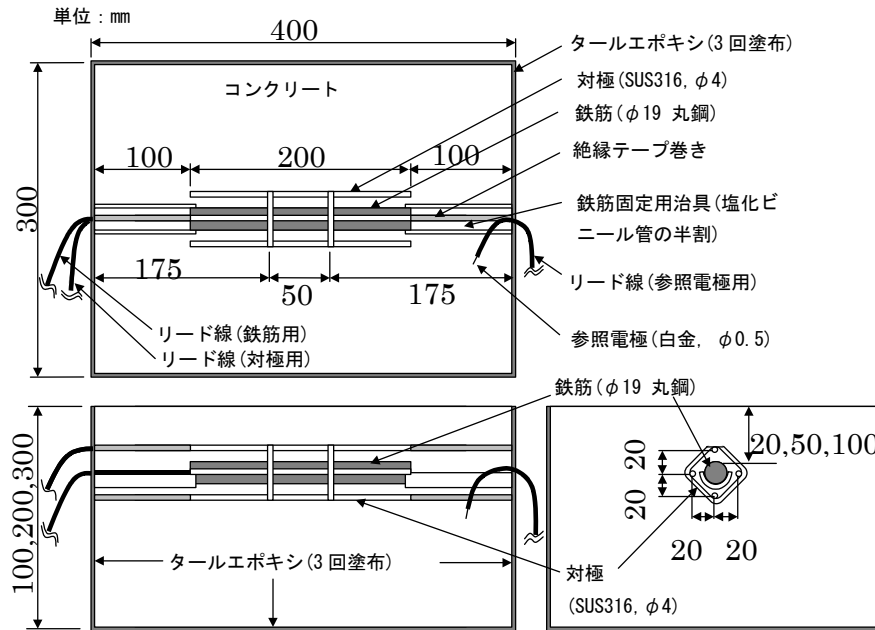


図 4.3.1 腐食速度評価実験の試験体の形状

実験に用いた試験体のコンクリートの配合は前述と同じであり、表 4.2.1 に示す通りである。表 4.2.1 の配合に、所定の塩化物イオン量に対応した NaCl ($3.3, 6.6, 9.9, 13.2, 16.5\text{kg/m}^3$) を混入した塩水を練混ぜ水として使用した。既往の研究では鉄筋の腐食速度に対するコンクリートの水セメント比の影響は大きいことが知られている。しかし、今後建設される構造物はコンクリート標準示方書に従う限り極端に大きな水セメント比となることはなく、また、施工性、経済性を考えると極端に小さいものとなることもないと考え、水セメント比は 55% の 1 種類とし、単位セメント量は 330kg/m^3 とした。粗骨材の最大寸法は、実験に用いた試験体の最小かぶりおよび埋め込んだ対極の間隔が 20mm と小さいため、これより小さい 13mm とした。

鉄筋、セメント、骨材は前述の「4.2.2 鉄筋腐食モニタリング手法の適用性評価」と同様のものを使用した。

試験体は打設 1 日後に脱型し、室内で 1 ヶ月間の湿空養生を行い、その後解放面以外の面のタールエポキシ塗布を 3 回行い (この期間 20 日間)、その後、試験に供した。

試験終了時 (材令 18 ヶ月) のコンクリートの圧縮強度は、塩化物イオン濃度 2、4、6、8、 10kg/m^3 のものが、それぞれ 35.3、38.7、38.5、41.8、41.2MPa であった。

(4) 実験の工程

実験の工程を図 4.3.2 に示す。養生後の試験体を恒温恒湿槽 (気温: 40°C , 相対湿度: 60% および 80%) 内に静置し、交流インピーダンス法による測定を所定の間隔で行い、測定終了後試験体のひび割れ状況を観察し、ひび割れの総延長が鉄筋長 (20cm) の 1/2 になった試験体を取り出し、解体して鉄筋の腐食減量を測定するという工程を最長 429 日間繰返し行った。

(5) 測定項目および方法

交流インピーダンス法による分極抵抗およびコンクリート抵抗の測定は、ポテンシオスタット(北斗電工製、製品名:HA-501G)、周波数特性分析器(NF 回路ブロック製、製品名:S-5720C)、を用いた。測定周波数範囲は0.1mHz～10kHzの範囲を基本とした。印加電圧は自然電位に対して50mV(実効電圧)とした。測定間隔は2週間を基本とした。測定したインピーダンスは周波数を変数として複素平面上に軌跡(Cole-Coleプロット)として描き、前述と同様に、分極抵抗を求め、また、最も高周波数側でインピーダンスの虚数成分が最小となる点におけるインピーダンスの実数成分をコンクリート抵抗値とした⁷⁾。このコンクリート抵抗は対極と鉄筋間のコンクリートの抵抗であるので、鉄筋腐食に大きく関与する部分のコンクリートの抵抗を表現していると考えられる。正確には鉄筋近傍のコンクリートの抵抗であるが、本研究では単にコンクリート抵抗と称することとした。なお、このコンクリート抵抗の値は対極の形状が複雑であるため比抵抗値として表すことができないため、測定値そのもので表すこととした。本研究固有の値ではあるが、同一形状の対極と鉄筋の間で測定しているため、腐食に関与する部分のコンクリートの電気抵抗を表す指標として用いることができると考えられる。

試験体のひび割れの長さを上記測定後に恒温恒湿槽内で測定した。試験体の解放面における鉄筋の長さに対応した位置に生じたひび割れ長さを測定し、ひび割れの総延長が鉄筋長(20cm)の1/2となった時点で、試験体を槽から取り出し、解体して鉄筋の腐食減量を測定した。腐食減量の測定方法は既述した通りである。

4.3.2 腐食速度評価

(1) ひび割れおよび腐食状況

全試験体72体の内、塩化物イオン濃度が比較的高い試験体12体に腐食によると考えられるひび割れが発生した。これらの試験体は何れもひび割れ総延長が鉄筋長の1/2に達したため試験期間終了前に解体した。ひび割れが発生した試験体は、相対湿度60%ではかぶり2cmの塩化

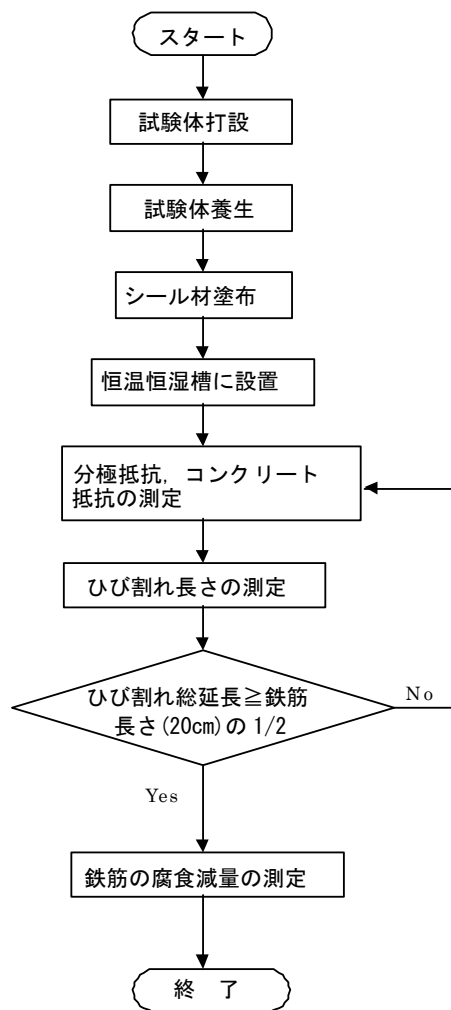


図 4.3.2 腐食速度評価実験の工程

物イオン量 4kg/m^3 の 2 体および塩化物イオン量 6kg/m^3 の 3 体、かぶり 5cm の塩化物イオン量 8kg/m^3 の 3 体、相対湿度 80% ではかぶり 2cm の塩化物イオン量 6kg/m^3 の 2 体、かぶり 5cm の塩化物イオン量 8kg/m^3 の 2 体であった。

全ての鉄筋に腐食が観察された。また、同一要因の3体の試験体の腐食減量は同程度であり、電極を埋設した試験体とそうでない試験体の腐食減量に大きな違いは無かった。したがって、試験体に埋込んだ電極および交流インピーダンス測定による鉄筋腐食への影響はほとんど無いと考えられた。

(2) 交流インピーダンス法による腐食速度測定の妥当性の確認

測定されたインピーダンス軌跡から前述の方法により分極抵抗を求め、分極抵抗の逆数の時間積分値を式 4.2.5 により計算し、腐食減量の実測値と比較した。結果を図 4.3.3 に示す。両者の間には線形関係が認められ、本研究で用いた交流インピーダンス法により分極抵抗を精度良く測定できることが確認できる。この近似直線の傾き 0.0337 を用いれば分極抵抗から腐食速度を算出できる。なお、近似直線が原点を通らないのは、分極抵抗の測定の開始以前(養生期間)に腐食が既に進行しており、この期間の腐食速度を無視しているためと考えられる。また、直線の傾きが「4.2 交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食モニタリング」で得られた直線の傾きより若干小さい値となっている。これは「4.2」で述べたように、実験の温度が低いためと考えられる。よって、以降の検討では本実験で得られた 0.0337 を用いて次式により、腐食速度を算出することとした。

$$V_{\text{corr}} = 0.0337(1/R_p) \quad (4.3.1)$$

ここに、 V_{corr} : 腐食速度 ($\text{mg/cm}^2/\text{sec}$) , R_p : 分極抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}^2$)

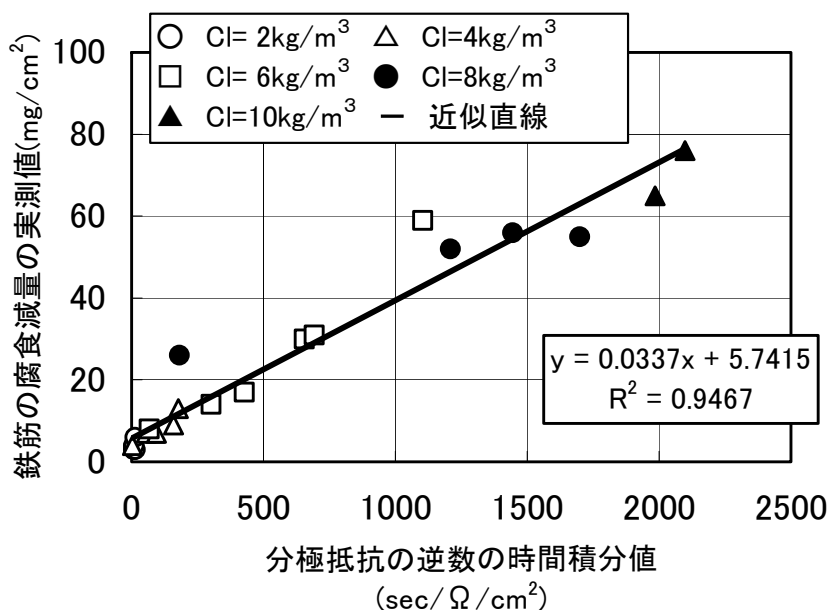


図 4.3.3 分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の関係(腐食速度評価実験)

(3) 腐食速度に及ぼす各種要因の影響

①腐食速度と塩化物イオン濃度の関係

分極抵抗から算出した腐食速度の測定結果を図 4.3.4 に示す。全試験期間を通じて、腐食速度はかぶり、相対湿度に係わらず塩化物イオン濃度が高いほど大きく、腐食速度に及ぼす塩化物イオン濃度の影響が非常に大きいことが分かる。特に、塩化物イオン濃度が $2.0 \sim 6.0 \text{ kg/m}^3$ の範囲では塩化物イオン濃度が増大すると腐食速度は著しく増大している。一方、塩化物イオン濃度が 6.0 kg/m^3 を越えると、塩化物イオン濃度の増大に伴う腐食速度の増大傾向は小さくなり、この範囲では塩化物イオン濃度の腐食速度に及ぼす影響が小さくなっていることが分かる。

②腐食速度と経過時間の関係

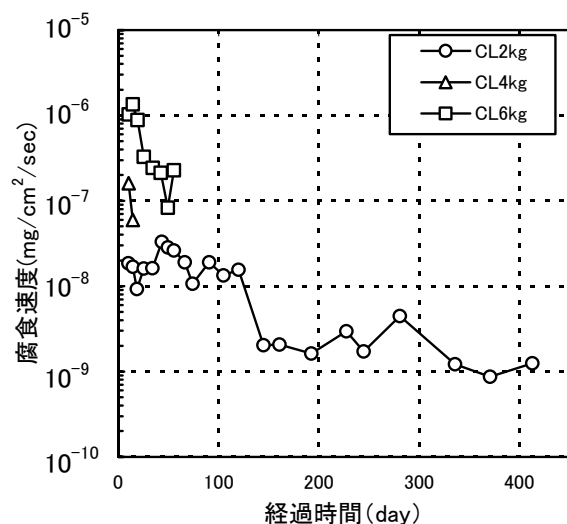
同じく図 4.3.4 によれば、腐食速度は時間の経過に従い減少する傾向が認められる。時間経過と共に腐食速度が減少していく傾向は、かぶりが小さいほど強く、また、相対湿度が小さいほど強い。また、塩化物イオン濃度によって初期(経過時間 50 日程度まで)における腐食速度の経時変化の性状が異なる。塩化物イオン濃度が 6.0 kg/m^3 未満では初期における腐食速度も減少傾向にあるが、 6 kg/m^3 以上では増大した後減少する傾向が認められる。

③コンクリート抵抗と経過時間の関係

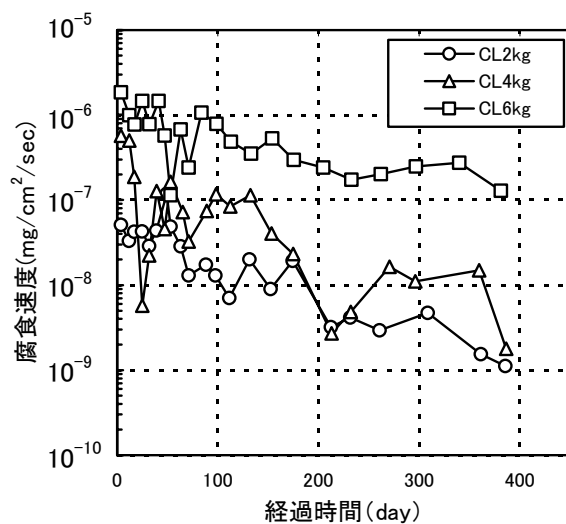
コンクリート抵抗と経過時間の関係を図 4.3.5 に示す。コンクリート抵抗の逆数は時間経過に従い指数関数的に減少しており、腐食速度の減少傾向と一致している。コンクリート抵抗の逆数の減少傾向はかぶりが小さいほど、相対湿度が小さいほど強い傾向がある。また、塩化物イオン濃度の影響は明確に現れていない。コンクリート抵抗は主として塩化物イオン量および水分量により影響を受けると考えられるが、塩化物イオン濃度の影響が明確には認められないことから、経時的なコンクリート抵抗の逆数の減少は水分量の減少、すなわちコンクリートの乾燥が主な原因と考えられる。

④コンクリート抵抗と腐食速度の関係

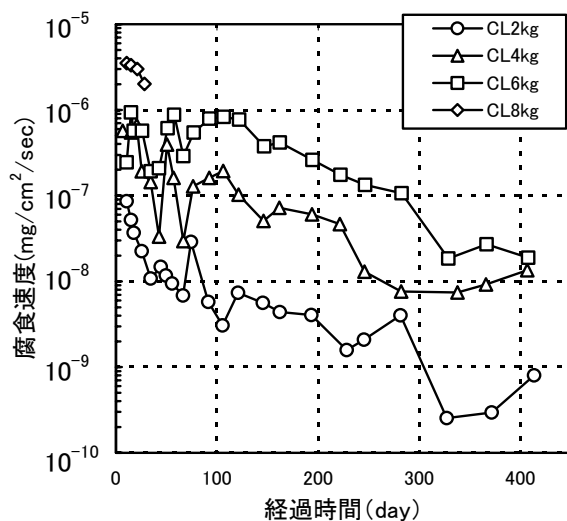
コンクリート抵抗の逆数と腐食速度の関係を図 4.3.6 に示す。腐食速度は塩化物イオン濃度毎にコンクリート抵抗の逆数と強い正の相関関係が認められる。すなわち、同一の塩化物イオン濃度において、コンクリート抵抗の逆数が小さい程腐食速度は小さくなる傾向があり、腐食速度がコンクリート抵抗に大きく影響を受けていることが認められる。この傾向はコンクリート抵抗の逆数の小さい範囲($0.04 \text{ 1}/\Omega$ 程度以下)で顕著である。腐食速度は同一の塩化物イオン濃度であれば、コンクリートの抵抗に大きく依存していると言え、かぶりおよび相対湿度による影響はほとんど認められない。かぶりおよび相対湿度はコンクリート抵抗の逆数に影響を及ぼし、両者の影響がコンクリート抵抗の逆数の値に反映されているためと考えられ、コンクリート抵抗の逆数が腐食速度を支配している可能性が高い。一方、コンクリート抵抗の逆数が $0.04 \text{ 1}/\Omega$ 程度より大きい範囲ではコンクリート抵抗の逆数が大きくなっても腐食速度が増大せず、反対に若干の減少傾向にある。これはコンクリート中の水分量がある程度大きい場合にはかぶりコンクリートを通じた酸素の透過量が



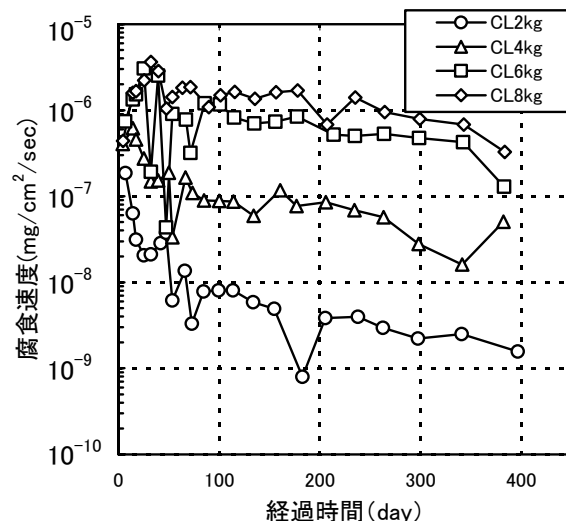
a) かぶり2cm (R.H.60%)



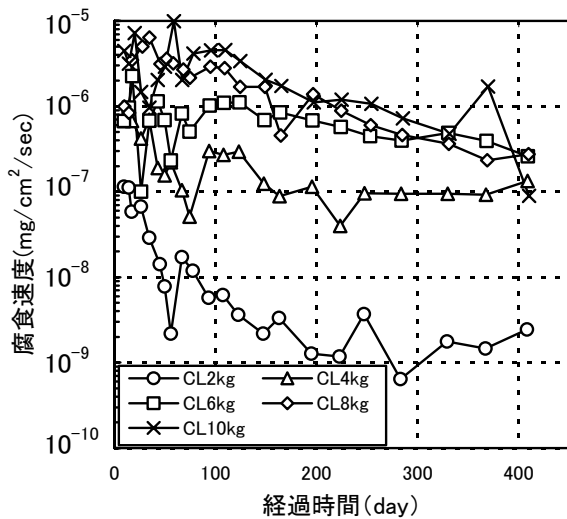
b) かぶり2cm (R.H.80%)



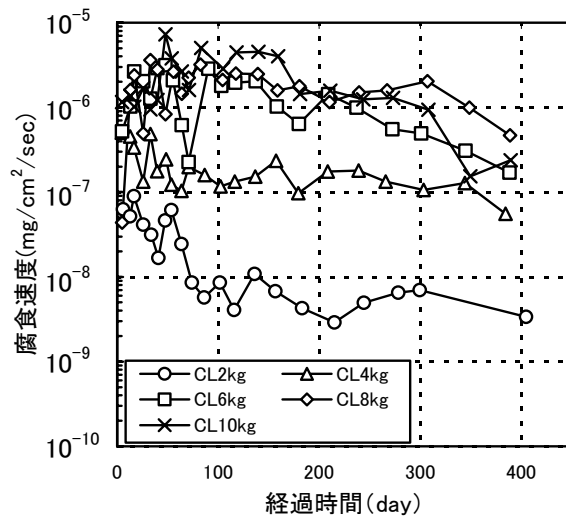
c) かぶり5cm (R.H.60%)



d) かぶり5cm (R.H.80%)



e) かぶり10cm (R.H.60%)



f) かぶり10cm (R.H.80%)

図 4.3.4 腐食速度の測定結果

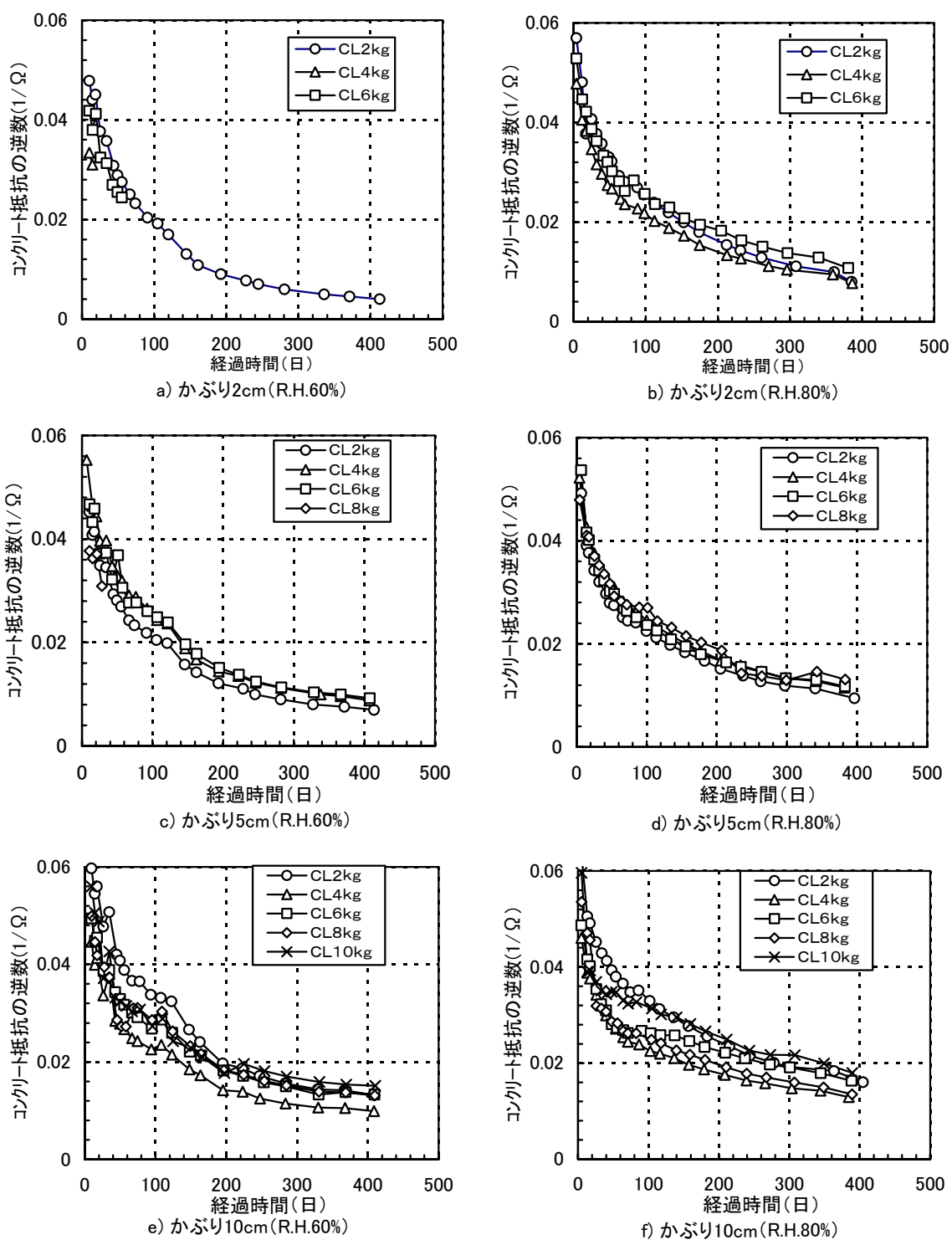
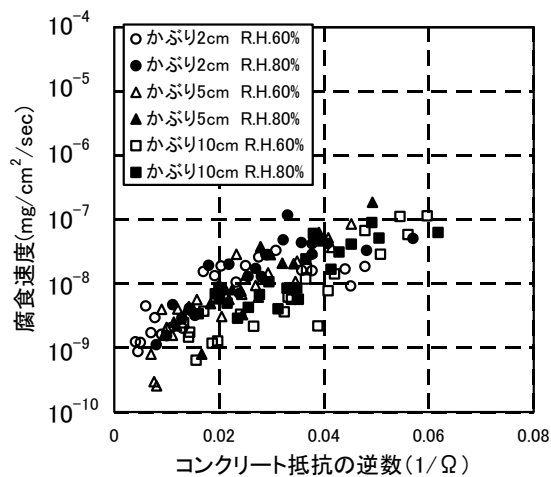
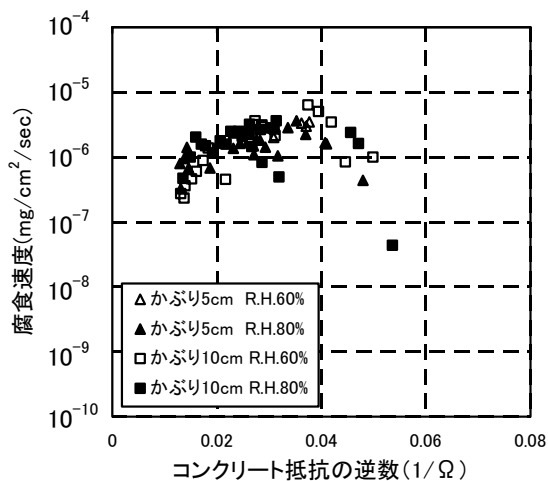


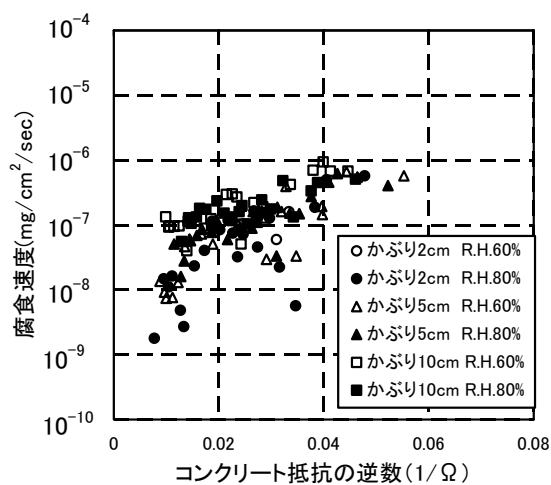
図 4.3.5 コンクリート抵抗の逆数の経時変化



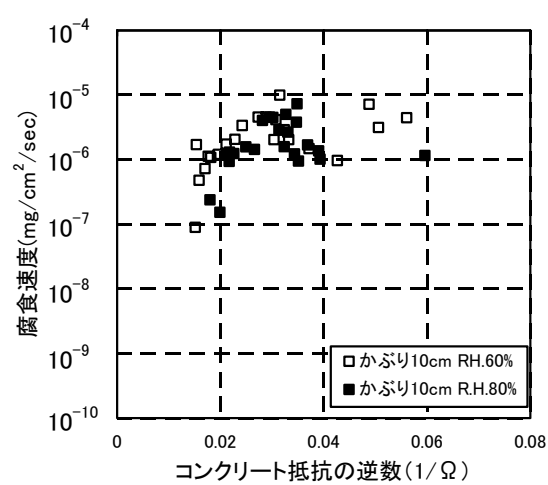
a) 塩化物イオン濃度2kg/m³



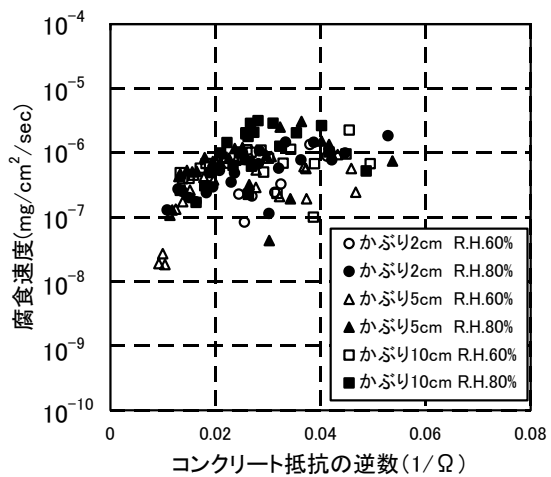
d) 塩化物イオン濃度8kg/m³



b) 塩化物イオン濃度4kg/m³



e) 塩化物イオン濃度10kg/m³



c) 塩化物イオン濃度6kg/m³

図 4.3.6 コンクリート抵抗の逆数と腐食速度の関係

が小さくなるため、腐食速度に及ぼすコンクリート抵抗の逆数の影響が小さくなったためと考えられる。

以上の結果をまとめると次のようである。

- 1) 腐食速度は塩化物イオン濃度により大きく影響を受け、特に、塩化物イオン濃度が 6kg/m^3 程度より小さい範囲では塩化物イオン濃度の増大により腐食速度は著しく増大する。
- 2) 腐食速度は時間経過に従い小さくなる傾向がある。減少傾向はかぶりおよび相対湿度により影響を受け、かぶりが小さい程、相対湿度が小さい程減少傾向が大きい。ただし、塩化物イオン濃度が大きい範囲(6kg/m^3 程度以上)の初期(50 日程度未満)ではこの傾向は認められない。
- 3) 塩化物イオン濃度が一定であれば、腐食速度の対数値と鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数の間には強い正の相関関係が認められ、特にコンクリート抵抗の逆数の小さい範囲($0.04\ 1/\Omega$ 程度以下)でこの関係は顕著であり、かぶりおよび相対湿度の影響は小さい。すなわち、時間経過に従う腐食速度の減少は鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数が小さくなったためと考えられ、かぶりおよび相対湿度の影響はコンクリート抵抗の逆数によって代表されていると考えられる。

4.4 腐食進行評価手法の提案

4.4.1 基本的な考え方

腐食速度評価実験の結果を基に、腐食速度評価式の検討を行った。まず、鉄筋の腐食速度は鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数と塩化物イオン濃度に支配され则认为、腐食速度をコンクリート抵抗の逆数と塩化物イオン濃度の関数として定式化した。次に、コンクリート抵抗の逆数はかぶり、相対湿度、経過時間により表され则认为、コンクリート抵抗の逆数をこれらの値の関数として定式化した。

4.4.2 腐食速度の評価手法の提案

(1) 腐食速度の評価式

腐食速度評価実験の結果、コンクリート抵抗が $0.04(1/\Omega)$ 程度以下の範囲では、同一の塩化物イオン濃度におけるコンクリート抵抗の逆数と腐食速度の対数値との間に強い正の相関関係が認められた。コンクリート抵抗の逆数と腐食速度との関係を定式化するために、まず、コンクリート抵抗の逆数が $0.04(1/\Omega)$ 以下の範囲における両者の関係を直線で回帰した。結果を図 4.4.1 に示す。回帰直線の傾きは塩化物イオン濃度に係わらず同程度であり、塩化物イオン濃度による傾きへの影響は大きくないと考えられる。そこで、各回帰直線の傾きの平均値を求め、これを新たに回帰直線の傾きとし、y切片だけを自由にして直線回帰を行った。結果を図 4.4.2 に示す。また、得られた y切片の値と塩化物イオン濃度の関係を図 4.4.3 に示す。塩化物イオン濃度が高くなるに

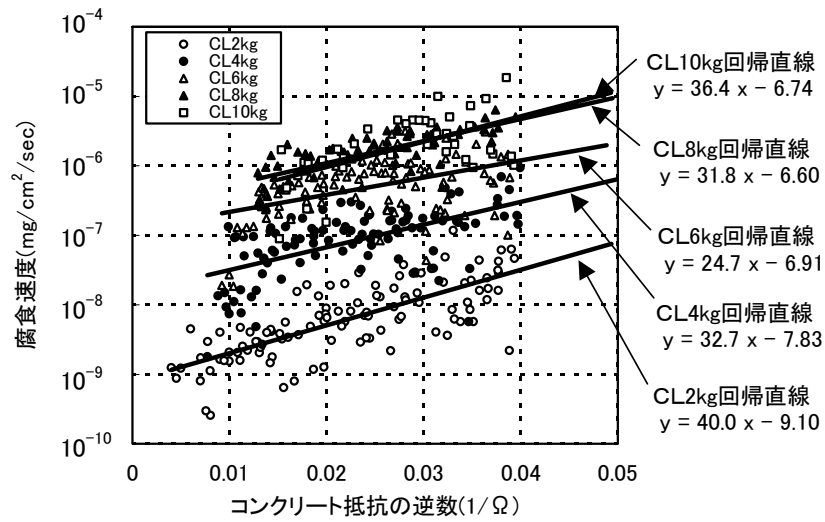


図 4.4.1 コンクリート抵抗の逆数と腐食速度の関係の直線回帰結果

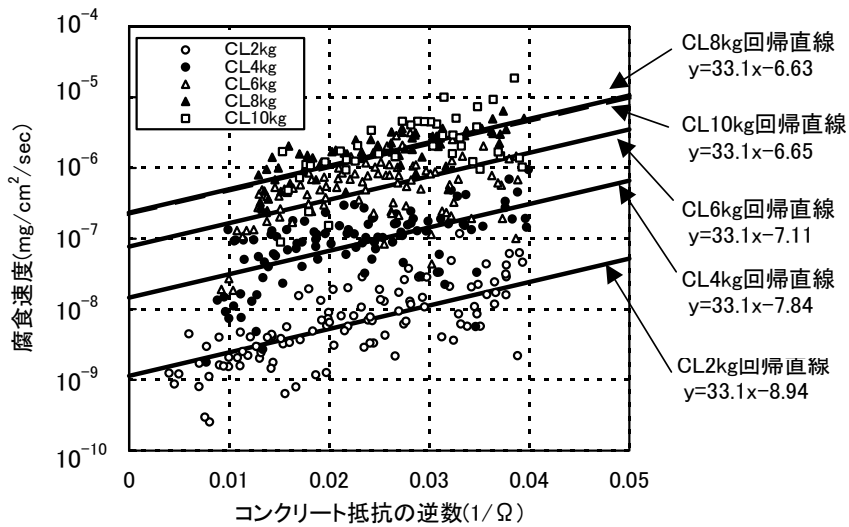


図 4.4.2 傾きを固定したコンクリート抵抗の逆数と腐食速度の関係の直線回帰結果

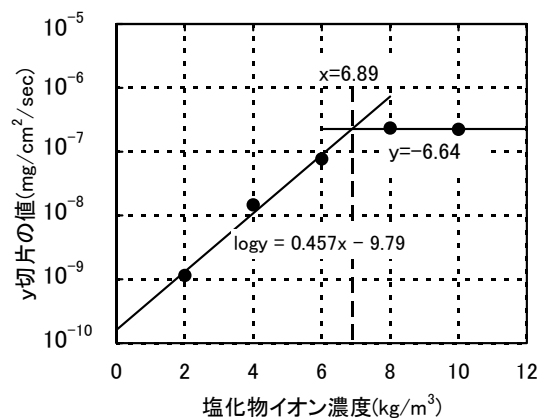


図 4.4.3 傾きを固定した回帰直線のy切片の値と塩化物イオン濃度の関係

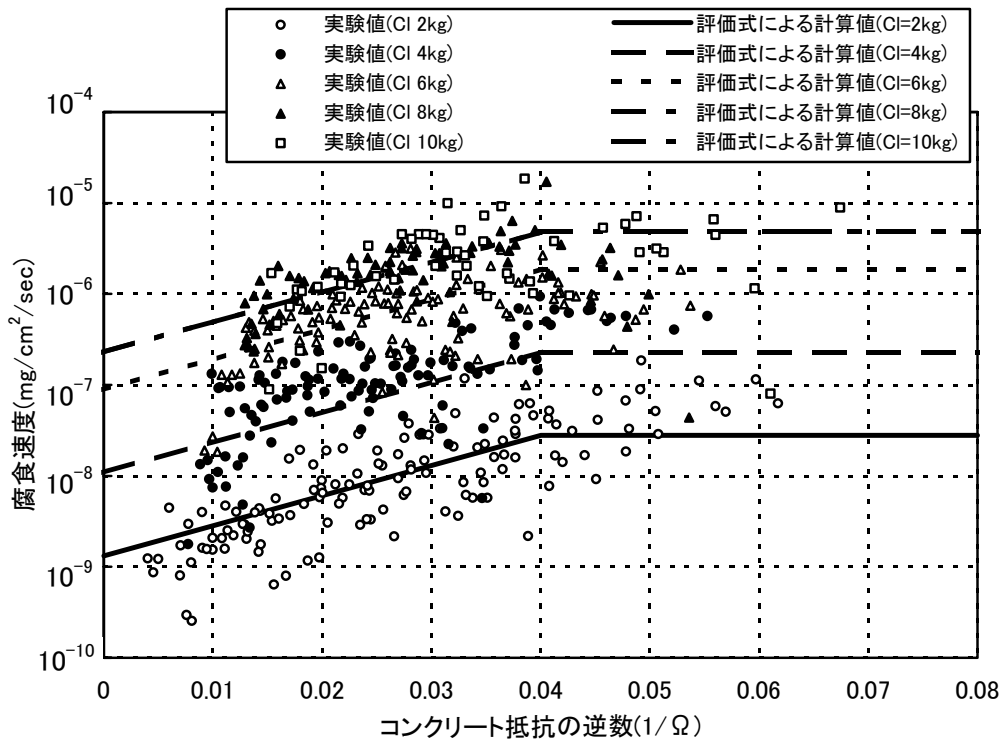


図 4.4.4 評価式による腐食速度の計算値と実験値の比較

たがいy切片の値も増大するが、増大傾向は徐々に減少し、塩化物イオン濃度が 8kg/m^3 以上になると殆ど増大しない。本研究では、図 4.4.3 に示すように、両者の関係を塩化物イオン濃度により2つの範囲に区分して定式化した。評価式は式(4.4.1)の通りである。

$$Y = 0.457 \cdot C - 9.79 \quad (C \leq 6.89\text{kg/m}^3) \quad (4.4.1)$$

$$Y = 6.64 \quad (C \geq 6.89\text{kg/m}^3)$$

ここに、Y:コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値

C:塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

先に求めた回帰直線の傾きの平均値 $33.1 (\Omega \log(\text{mg/cm}^2/\text{sec}))$ と式(4.4.1)を合わせて、塩化物イオン濃度およびコンクリート抵抗の逆数を変数とする腐食速度評価式は式(4.4.2)により表される。

$$\log V_{\text{corr}} = 33.1 \cdot (R_{\text{Rc}}) - Y \quad (1/R_{\text{c}} \leq 0.04) \quad (4.4.2)$$

ここに、 R_{Rc} :コンクリート抵抗の逆数 ($1/\Omega$)

一方、コンクリート抵抗の逆数が $0.04(1/\Omega)$ 以上の範囲では、腐食速度はコンクリート抵抗の逆数が大きくなっても増大せず、同程度あるいは減少している。この範囲においては、腐食速度はコンクリート抵抗ではなくコンクリートの酸素の透過性などの他の要因に支配されている可能性があり、

定式化のためには更に詳細な検討が必要であると考えられる。しかし、コンクリート抵抗の逆数が $0.04(1/\Omega)$ 以上の範囲の腐食速度はコンクリート抵抗の逆数が大きくなっても増大しないことに着目し、安全側の評価式として、この範囲の腐食速度はコンクリート抵抗の逆数が $0.04(1/\Omega)$ の時の腐食速度とすると式(4.4.3)で表せる。

$$\log V_{\text{corr}} = 33.1 \times 0.04 - Y \quad (1/R_c \geq 0.04) \quad (4.4.3)$$

式(4.4.1)～式(4.4.3)による計算値を実験値とともに図 4.4.4 に示す。概ね良好に評価できていると考えられる。

(2) 鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数の評価式

鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数の対数值 ($\log R_{Rc}$) は、図 4.4.5 に示すように、経過時間の正の平方根 (\sqrt{t}) と線形関係が認められ、塩化物イオン濃度の影響は小さい。そこで、塩化物イオン濃度の影響を無視し、先ず、同一のかぶりおよび相対湿度毎に $\log R_{Rc}$ と \sqrt{t} の関係を式(4.4.4)に示すような線形関係として近似した。得られた直線を図 4.4.5 中に点線で示す。

$$\log((R_{Rc})_{L, H}) = A_{L, H} + B_{L, H} \sqrt{t} \quad (4.4.4)$$

ここに、 $(R_{Rc})_{L, H}$: かぶり L および相対湿度 H におけるコンクリート抵抗の逆数
($1/\Omega$)

t : 経過日数(日)

$A_{L, H}, B_{L, H}$: かぶり L および相対湿度 H における定数

L : かぶり(cm)

H : 相対湿度(%)

次に、得られた定数 $A_{L, H}$ の値は経過日数0日の $\log R_{Rc}$ 値であり、かぶりおよび相対湿度に依らず同じ値であると考えられるため、全近似直線の $A_{L, H}$ の値を平均した値(-1.216)を新たに y 切片の値として固定し、 $B_{L, H}$ が変化するとして、再度、線形近似を行った。したがって、式(4.4.4)は式(4.4.5)のように修正される。

$$\log((R_{Rc})_{L, H}) = A + B_{L, H} \sqrt{t} \quad (4.4.5)$$

ここに、 $(R_{Rc})_{L, H}$: かぶり L および相対湿度 H におけるコンクリート抵抗の逆数
($1/\Omega$)

t : 経過日数(日)

A : 定数(=-1.216 ($\log(1/\Omega)$))

$B_{L, H}$: かぶり L および相対湿度 H における定数 ($\log(1/\Omega)/\sqrt{\text{日}}$)

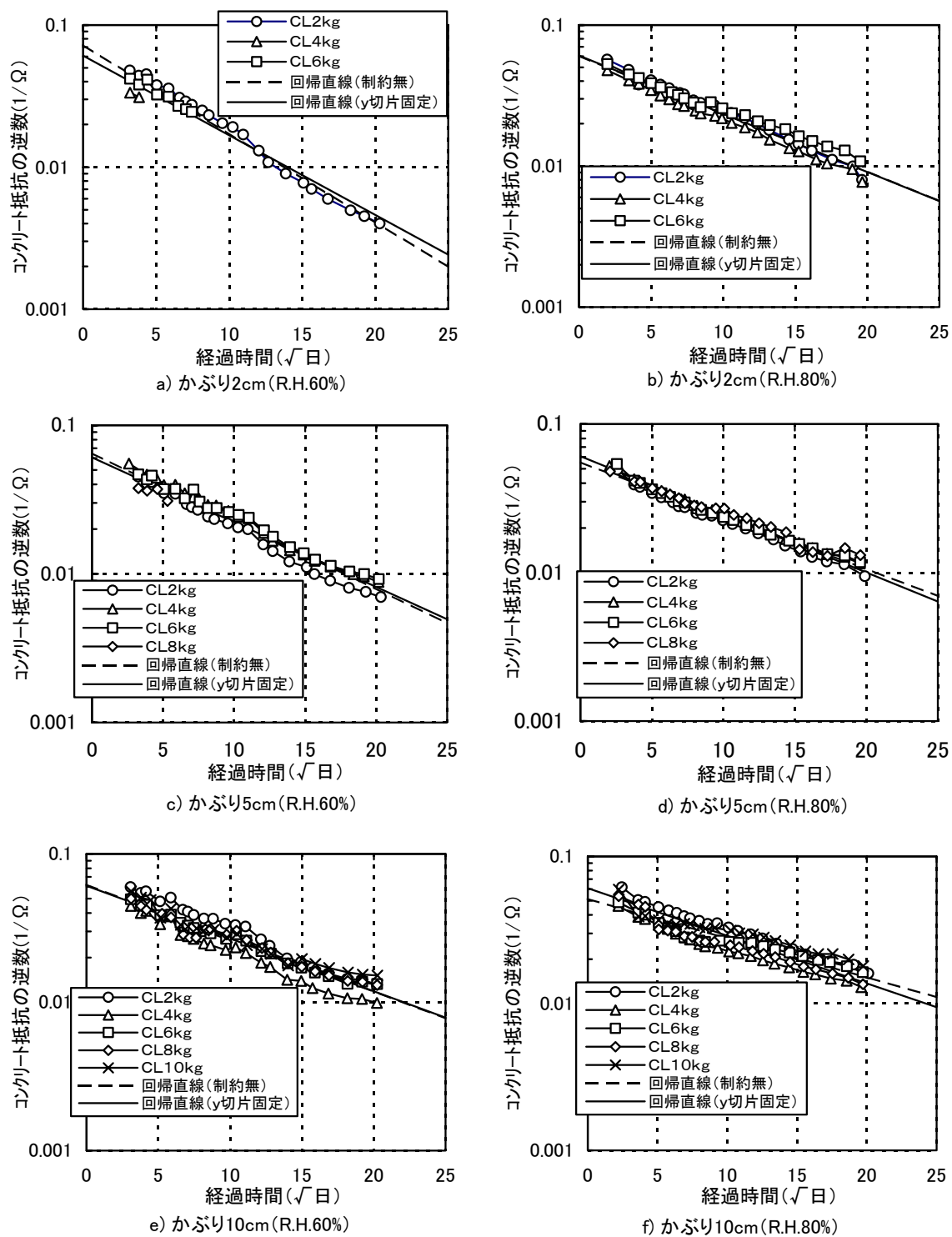


図 4.4.5 コンクリート抵抗の逆数の対数値と経過時間の関係

近似結果を図 4.4.5 中に実線で示す。得られた $B_{L,H}$ の値は、図 4.4.6 に示すように、かぶりが小さい程、相対湿度が小さい程絶対値が大きい値となる。さらに、この $B_{L,H}$ の値をかぶり L および相対湿度 H を変数とした線形関数として近似した。得られた結果を式(4.4.6)に、相対湿度 60%および 80%の場合の近似直線の例を図 4.4.6 中に実線および点線で示す。

$$B_{L,H} = B_0 + B_L \cdot c + B_H \cdot h \quad (4.4.6)$$

ここに、 $B_0 = -0.07744$, $B_L = 0.00180$, $B_H = 0.00037$

式(4.4.5)および式(4.4.6)を用いて、かぶり L 、相対湿度 H 、経過日数 t における鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数の対数値を評価することが出来る。図 4.4.7 に式(4.4.5)および式(4.4.6)を用いて計算した結果を実測値とともに示す。概ね良好に評価できていると考えられる。

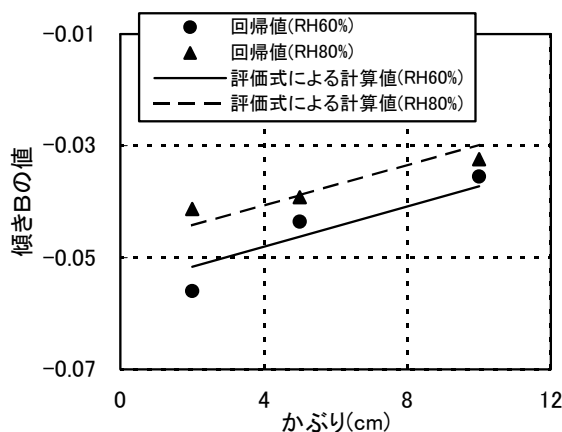


図 4.4.6 y切片固定後の傾きとかぶりの関係

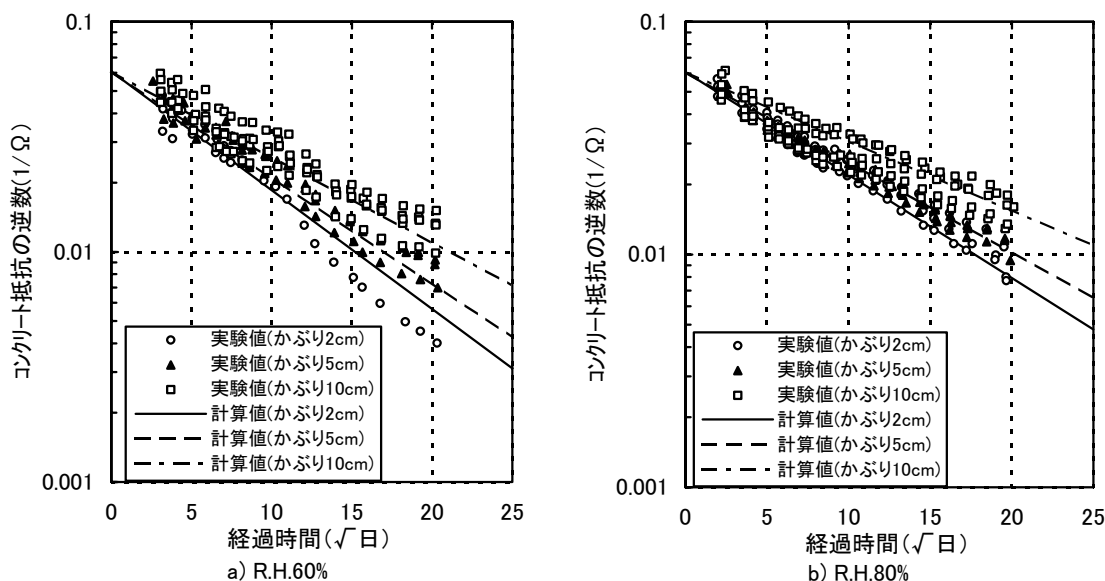


図 4.4.7 提案する評価式によるコンクリート抵抗の逆数の計算値と実験値の比較

(3) 実験値との比較による評価式の妥当性の確認

式(4.4.1)～式(4.4.3)、式(4.4.5)～式(4.4.6) を用いて、かぶり、相対湿度、塩化物イオン濃度、経過日数を与えて腐食速度を計算し、実験値と比較した。結果をかぶり毎に図 4.4.8 に示す。概ね良好に評価できていると考えられる。

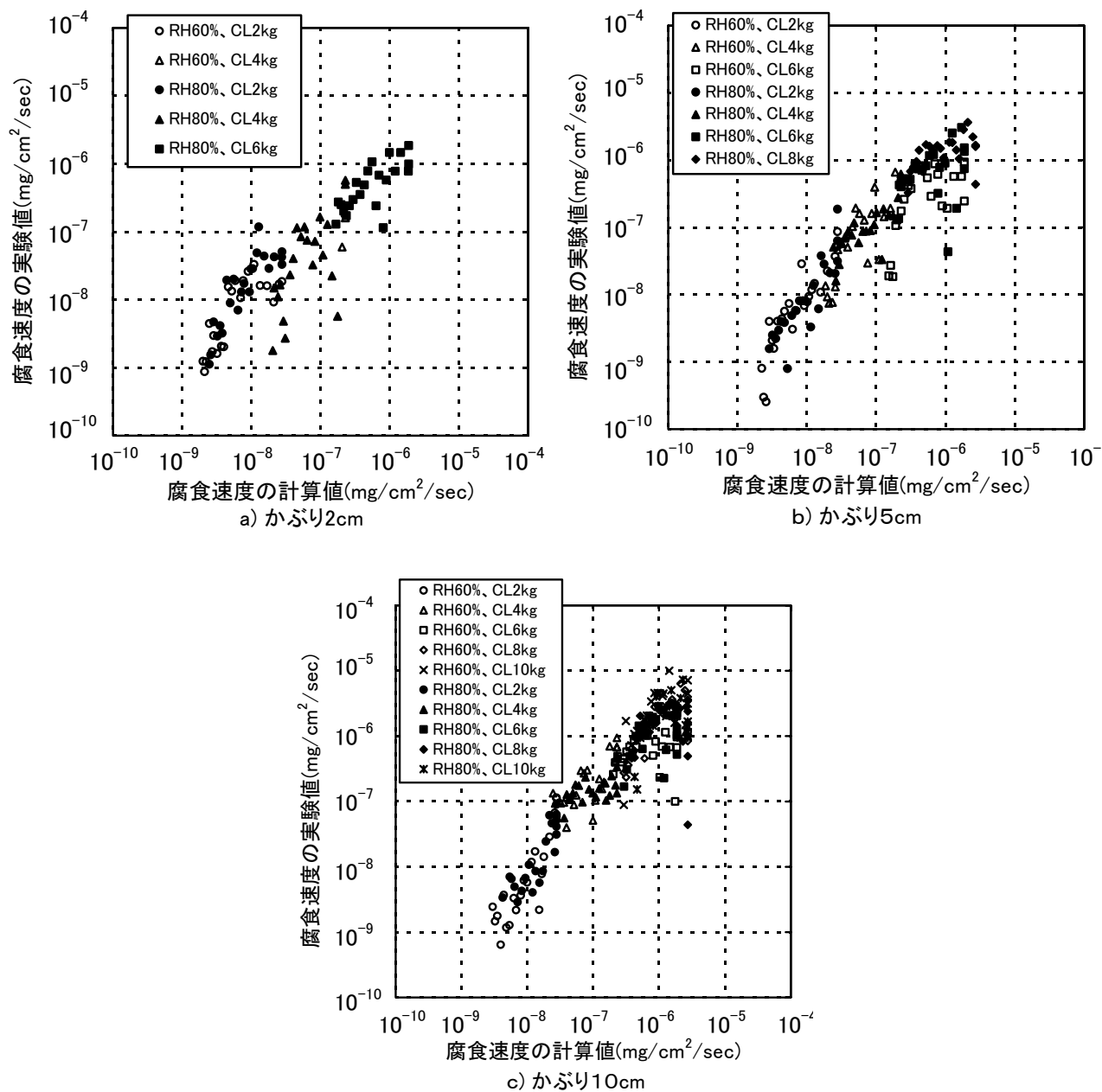


図 4.4.8 提案する評価手法による腐食速度の計算値と実験値の比較

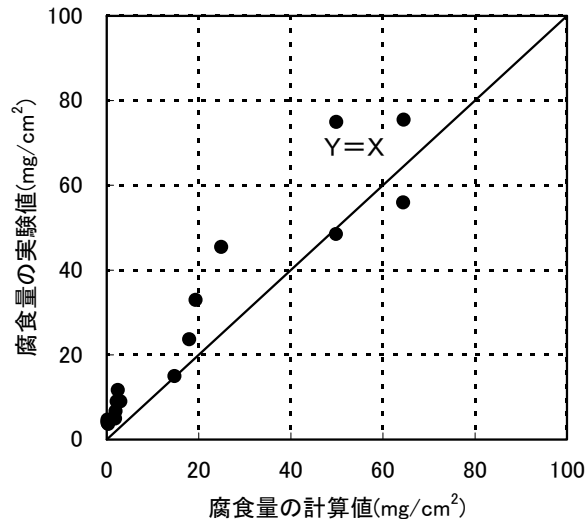


図 4.4.9 提案する評価手法による腐食量の計算値と実験値の比較

また、式(4.4.1)～式(4.4.3)、式(4.4.5)～式(4.4.6)を用いて腐食速度を計算し、式4.2.5中の分極抵抗を腐食速度に置き換えて腐食速度の時間積分値を計算し、これを腐食量として求め、実験で得られた腐食量と比較した。結果を図4.4.9に示す。ここで腐食量の実験値は交流インピーダンス法による測定を行わなかった試験体も合わせた同一要因の試験体の平均値である。また、実験では一部の試験体に試験終了前にひび割れが生じたので、経過時間を同一にするため、同一要因において2体以上試験終了までひび割れが生じなかった試験体についての平均値を採用した。計算した腐食量は実験で得られた腐食量と概ね一致しており、評価式により良好に腐食量を推定できると考えられる。

4.5 海岸に暴露した試験体の腐食進行評価

4.5.1 腐食進行評価の概要

腐食速度評価実験から得られた腐食速度評価式を用いて自然環境中に暴露した試験体の腐食進行予測を行い、実測値と比較することにより評価式の適用性を検討した。

対象とした試験体は沖縄県石川市の(株)沖縄電力石川火力発電所構内に暴露した試験体である。試験体の設置状況の概要を図4.5.1に示す。試験体は通常は海水に直接接しないいわゆる大気中であるが、台風などの接近時には波しぶきを受ける場合がある。試験体の形状は、図4.5.2に示すように、断面が縦15cm、横15cm、長さ150cmのはり部材であり、鉄筋はφ19mmの丸鋼(SR235)を使用し、かぶり1.5cmの位置に上下各1本配置してある。コンクリートの配合および使用材料は腐食速度評価実験に用いたものと同じである。ただし、塩分は混入されていない。試験体は10体であり、1年に1回の間隔で1体の試験体を解体し、腐食減量の測定を行った。また、半年から1年間隔で、別に用意した同一配合、同一断面の長さが20cmの小型の試験体を用いて、塩化物イオン量の測定を行った。暴露期間は5年間であり、この間に腐食によるひび割れが発生

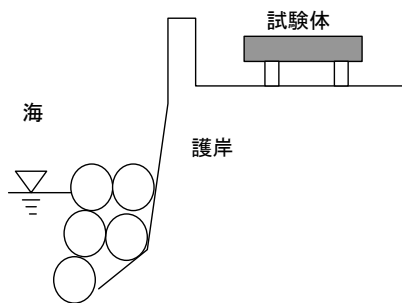


図 4.5.1 暴露試験体の設置状況

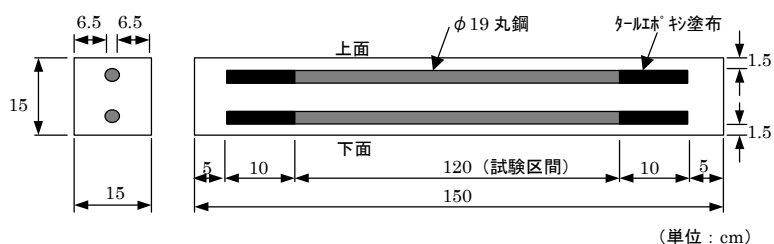


図 4.5.2 暴露試験体の形状

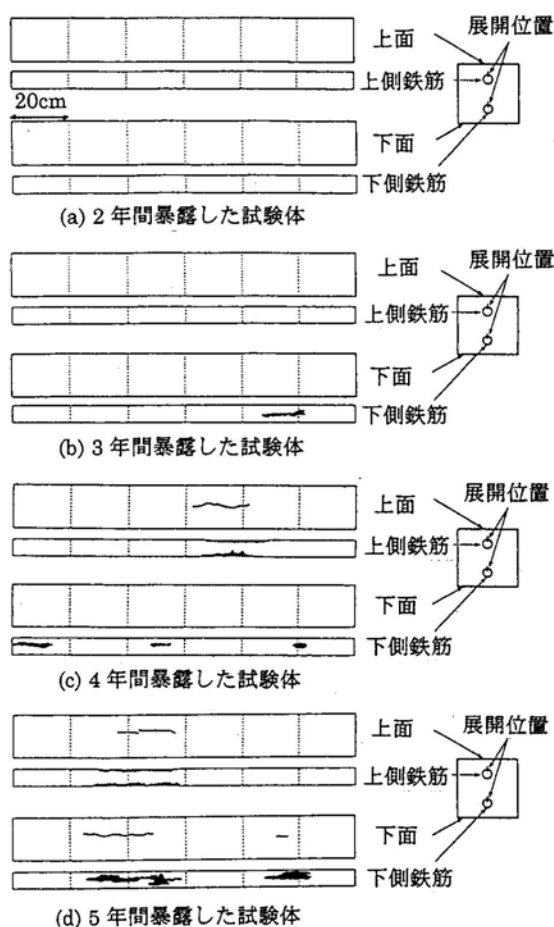


図 4.5.3 暴露試験体のひび割れおよび腐食状況

している。図 4.5.3 にひび割れ状況および腐食状況を示す。腐食によるひび割れは、4年経過時に上側の鉄筋に沿って発生し、5年経過時には下側の鉄筋沿いにも発生した。

小型試験体から得られた深さ 15-35mm の位置の塩化物イオン濃度と経過時間の関係を図 4.5.4 に示す。若干のばらつきはあるが、塩化物イオン濃度はほぼ直線的に増大している。塩化物イオン濃度と経過時間の関係を直線近似し、この関係を鉄筋位置の塩化物イオン量とした。

腐食進行予測は図 4.5.5 に示すような手順で行った。まず、実測値から得られた鉄筋位置の塩化物イオン濃度と経過時間の関係から、経過時間 t における塩化物イオン濃度を与える。次に、

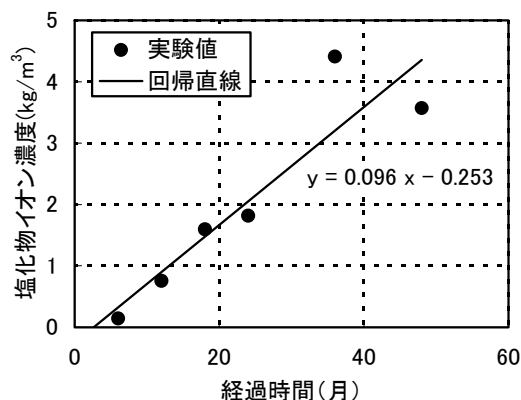


図 4.5.4 鉄筋位置の塩化物イオン濃度と経過時間の関係

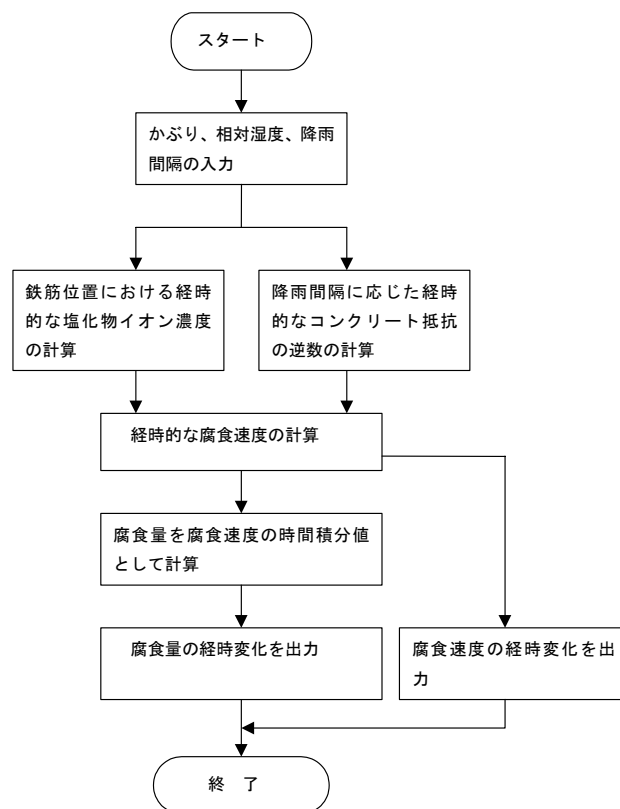


図 4.5.5 腐食進行評価計算の手順

腐食速度評価式(式(4.4.1)～式(4.4.3)、式(4.4.5)～式(4.4.6))により塩化物イオン量および経過時間に対応した鉄筋の腐食速度を計算する。最後に、腐食速度を経過時間で積分し腐食量(腐食減量)を計算する。なお、相対湿度については、那覇における年平均相対湿度 76%を与えた。また、降雨による影響を、新たに降雨間隔(日)を次のように定義し、降水量毎に腐食予測計算を行った。

1)年間の日降水量 1mm 以上、10mm 以上、30mm 以上、50mm 以上、100mm 以上の日数で 365 日を除し、それぞれの日降水量に応じた降雨間隔を定める。

2)降雨により試験体は完全に飽水状態となり、降雨間隔の日数の間は乾燥していくものとする。すなわち、コンクリート抵抗の逆数の評価式(式 4.4.5～式 4.4.6)における経過日数を降雨間隔に応じて0日に戻す。例えば降雨間隔が7日であれば、式 4.4.5 における経過日数は 0、1、2、3、4、5、6 日の繰り返しとする。

3)那覇における日降水量 10mm 以上、30mm 以上、50mm 以上、100mm 以上の日数はそれぞれ 125.8 日、50.1 日、19.2 日、9.5 日、2.6 日¹⁹⁾であり、これを参考に降雨間隔をそれぞれ3日、7日、19日、38日、140日と定めた。

4.5.2 腐食進行評価計算結果

腐食量の計算結果を実験値と共に図 4.5.6 に、腐食速度の計算結果を図 4.5.7 に示す。図 4.5.6 における実験値は上下の鉄筋の平均値を表している。試験体には、図 4.5.3 に示すように、4年経過時に上側の鉄筋に、5年経過時には上下の鉄筋にひび割れが生じており、厳密にはこの期間ではひび割れの生じる前の腐食とは言えないものの、経過年数の増大に従い鉄筋位置の塩化物イオン濃度が増大することによる、腐食量の加速度的な増大の様子を比較的良好に評価できていると考えられる。降雨間隔が 3 日～19 日の範囲では計算値はほとんど同じ値であった。これはコンクリートがほぼ飽水状態と評価されたためである。また、降雨間隔が 38 日以上（日降水量が 50mm 以上）の場合に最も実験値に近い結果となった。これは、図 4.5.7 および図 4.5.8 に示すように、降雨の影響で腐食速度およびこれに影響を与えるコンクリート抵抗が変化するためであり、実際の腐食速度もこのように変化している可能性がある。しかし、4年経過時、5年経過時には部分的にひび割れが生じているため、ひび割れによる腐食速度の増大が生じているため、計算値よりも大きめと考えるのが妥当であり、これを考慮すると降雨間隔 38 日～140 日程度の降雨間隔の方が実験値に近いと考えられる。また、本研究では、日降水量の程度がある値以上の時にコンクリートが飽水状態となると考えたが、実際には降水量および温度・湿度に応じてコンクリートの含水状態は変化していると考えられる。これらの環境条件の影響による、コンクリートの乾燥程度を的確に評価することが出来れば、評価手法の精度の向上が期待できると考えられる。

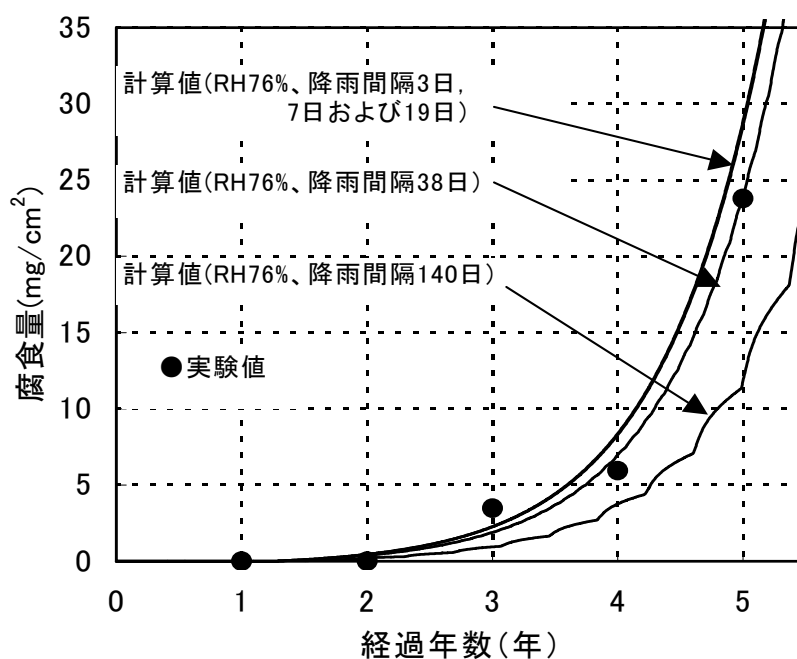


図 4.5.6 暴露試験体の腐食量の計算値と実測値の比較

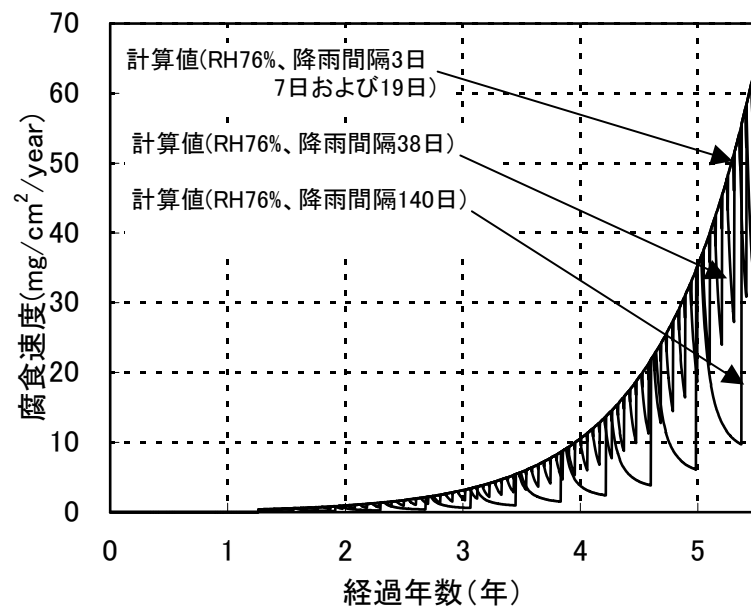


図 4.5.7 暴露試験体の腐食速度の経時変化の計算結果

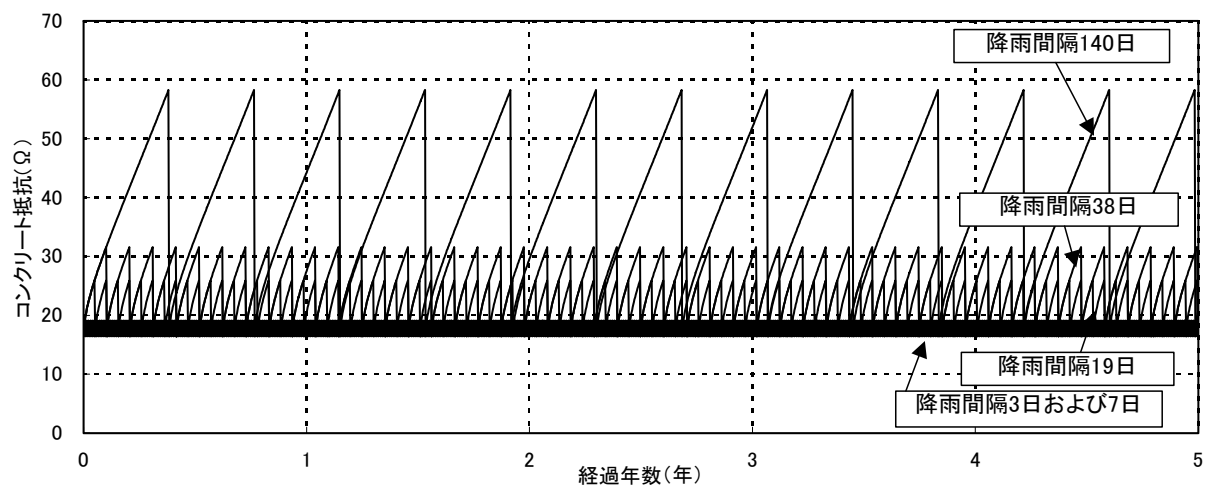


図 4.5.8 暴露試験体のコンクリート抵抗の経時変化の計算結果

4.6 既往の腐食速度評価式との比較

(1) 試計算の方法

2章で述べた既往の腐食速度評価式と、本研究で得られた評価式を用いて腐食速度の試計算を行い、比較した。腐食速度評価式は森永⁸⁾⁹⁾、梶田¹⁰⁾、鳥取¹¹⁾、関¹²⁾の方法を取り上げた。水セメント比、かぶり等の条件について基本ケースを設定し、この基本ケースの1項目を変化させた。

基本ケースは、各腐食速度評価式の実験条件を考慮して表 4.6.1 のように定めた。また、変化させる項目は表 4.6.1 に示すように、塩化物イオン濃度、水セメント比、かぶりの3項目とした。

表 4.6.1 基本ケースと検討に用いた値の一覧

項 目	基本ケース	検討に用いた値
塩化物イオン濃度(kg/m ³)	4	2, 4, 6, 8, 10
水セメント比(%)	55	40, 45, 50, 55, 60
かぶり(cm)	6	2, 4, 6, 8, 10
鉄筋径(mm)	19	—
酸素の拡散係数(m ² /sec)	2×10^{-8}	—
コンクリートの含水率(飽和度%)	60	—
温度(°C)	20	—
湿度(%)	70	—
酸素濃度(%)	20	—
乾燥日数(降雨間隔)(日)	0	—
アノードとカソードの面積比 C/A と経過時間 T の関係	$C/A = \alpha \exp(-\beta T)$ $\alpha = 10, \beta = 0.05$	—

(2) 試計算結果

a) 塩化物イオン濃度の影響

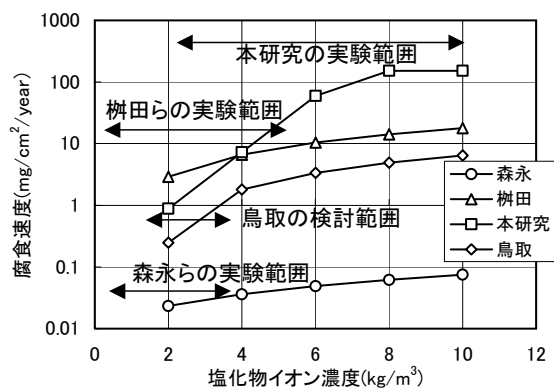
図 4.6.1 に各評価方法による計算結果を示す。各方法ともに、塩化物イオン濃度の増大により、腐食速度が大きく増大する結果となった。なかでも、本研究の方法が最も増大の割合が大きい。各評価方法の基となる実験における塩化物イオン濃度の範囲(森永らの 3.4kg/m³ 以下、梶田らの 5.0kg/m³ 以下、鳥取らの 4.5kg/m³、本研究の 10kg/m³ 以下)を考えると、この範囲で適用すれば、それぞれの方法の差は小さくなる方向にある。また、他の要因にも共通することであるが、森永ら、梶田ら、鳥取らの実験はそれぞれ屋外での暴露試験であり、降雨、温度、湿度などの環境条件の違いが現れていると考えられる。本研究の方法では降雨間隔を0日とした最大値の計算結果であることも考慮すると、差はさらに小さくなる。また、梶田らの結果が大きい理由として、予め中性化した試験体(深さ 15mm)を用いていることも考えられる。一方、関の方法では、塩化物イオン濃度はパラメータに含まれていないため、塩化物イオン濃度の影響は考慮できない。腐食速度は経年的に減少し、ゼロに近づく。

b)水セメント比の影響

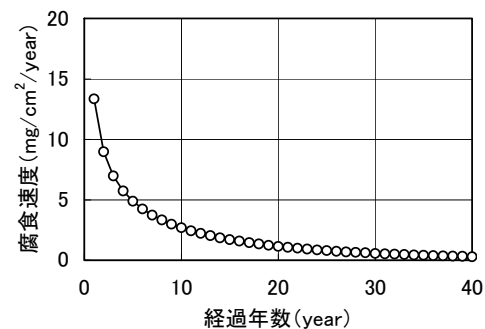
図 4.6.2 には水セメント比を変化させた場合の計算結果を示す。本研究の方法を除いて、水セメント比が増大すると腐食速度は増大するが、塩化物イオン濃度の影響に比較するとその影響度合いは小さい。本研究では、水セメント比 55%のコンクリート用いている。この時の値は、梶田ら、鳥取らの方法による値と近い。

c)かぶりの影響

図 4.6.3 にかぶりの影響を示す。森永ら、梶田ら、鳥取らの方法では、かぶりが増大すると腐食速度は減少する。関らの方法、本研究の方法ではかぶりの影響はほとんど無い。森永ら、梶田らの実験では、屋外に試験体を暴露している。かぶりが小さいと温度変化や乾湿の繰返しによりかぶりコンクリートに微細なひび割れが生じ、このため腐食速度が大きくなったことも考えられる。本研究の方法では前述のように降雨間隔0日として腐食速度の最大値を算出している。乾燥による腐食速度の減少を考慮すれば鳥取の方法に近い値となると考えられる。

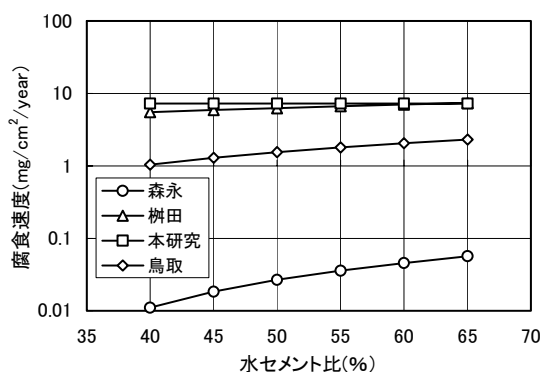


a) 森永ら、梶田ら、鳥取らと本研究の方法

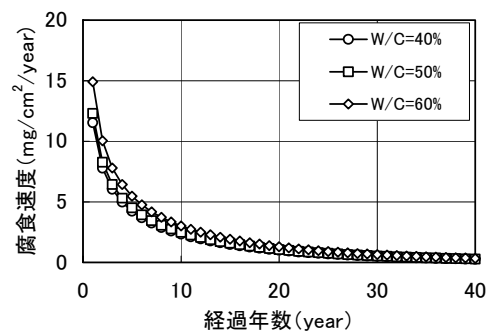


b) 関らの方法

図 4.6.1 腐食速度に与える塩化物イオン濃度の影響

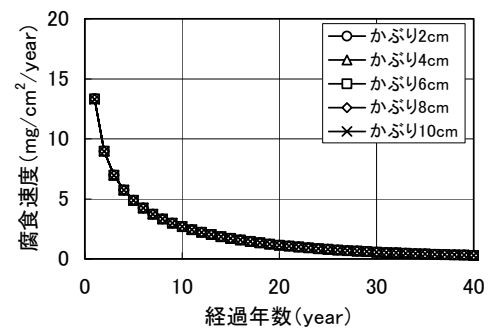
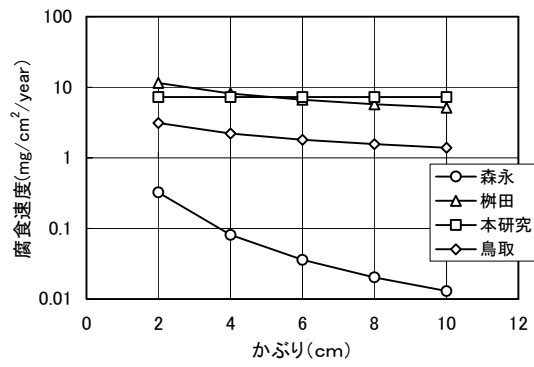


a) 森永ら、梶田ら、鳥取らと本研究の方法



b) 関らの方法

図 4.6.2 腐食速度に与える水セメント比の影響



a) 森永ら, 梶田ら, 鳥取らと本研究の方法

b) 関らの方法

図 4.6.3 腐食速度に与えるかぶりの影響

4.7 本章のまとめ

海岸近くの大気中(塩分の飛来は受けるが直接海水に接しない環境)に位置する鉄筋コンクリート構造物の鉄筋腐食進行の予測手法を提案することを目的として、予め塩分を混入した試験体を用いた鉄筋腐食速度評価実験を行った。実験では埋設電極を用いた交流インピーダンス法を考案し腐食速度を測定した。得られた結果を基に腐食速度評価式を提案し、沖縄に暴露した試験体の腐食進行評価を行い実測値と比較した。

第4章で得られた結果をまとめると次の通りである。

- (1) 埋設電極を用いた交流インピーダンス法を考案し、2種類の塩化物イオン濃度(1.5、6.0kg/m³)の試験体を用いて約8ヶ月間の腐食試験を行い、この方法の適用性を検討した。この結果、得られた分極抵抗から腐食速度を比較的精度良く測定できることが分かった。
- (2) コンクリートの塩化物イオン濃度(2、4、6、8、10kg/m³の5種類)とかぶり(2、5、10cmの3種類)、ならびに相対湿度(RH60%および80%の2種類)を要因とした約14ヶ月間の腐食速度評価実験の結果、塩化物イオン濃度が腐食速度に及ぼす影響は非常に大きいことが分かった。また、腐食速度は時間経過とともに小さくなる傾向が認められた。
- (3) 鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数が小さい範囲では、一定塩化物イオン濃度下の腐食速度の対数値と鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数との間には強い正の相関関係が認められた。ある程度乾燥したコンクリート中の鉄筋腐食速度はコンクリート抵抗に支配されていると考えられた。
- (4) 一方、コンクリート抵抗の逆数は時間経過にしたがい減少し、この減少傾向はかぶりが小さいほど、相対湿度が小さいほど強い傾向があり、塩化物イオン濃度の影響は小さくなかった。コンクリート抵抗の逆数の時間経過に従う減少はコンクリートの乾燥による水分量の減少が主な原因と考えられた。
- (5) 腐食速度は塩化物イオン濃度とコンクリートの抵抗の逆数に支配され、コンクリート抵抗の逆数は相対湿度、かぶり、経過時間により表されると考え、腐食評価実験の結果を基に腐食速度評価式を提案した。
- (6) 提案した腐食速度評価式を用いて、降雨の影響を降雨間隔という指標を新たに定義しこれを用いて、降雨条件(降雨間隔)を変化させて沖縄の海岸近くに5年間暴露した試験体の腐食量の経時変化を計算し、実測値と比較した。計算結果はいずれも時間経過にしたがい加速度的に増大する腐食量の経時変化の様子を比較的良好に評価できることが示された。降雨、湿度、温度などの環境条件によるコンクリート抵抗への影響を適切に評価出来れば、より精度の高い腐食進行評価が可能となると考えられた。

第4章の参考文献

- 1) 武若耕司・松本進:海洋環境下におけるコンクリート中への塩分浸透について、セメント技術年報 37、pp.337-340、1983
- 2) 横田優・浮田和明・重松俊一・藤枝正夫:拡散理論に基づいた海岸部塩分汚染環境評価、コンクリート工学年次論文報告集 9-1、pp.443-446、1987
- 3) 例えば、武若耕司・小林一輔:オートクレーブによるコンクリート中の鋼材の腐食促進試験、第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1981
- 4) 日本コンクリート工学協会:コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案)JCI-SC、1987
- 5) 国立天文台:理科年表、丸善株式会社、1995
- 6) 遠藤孝夫:日射を受ける原子力発電所外周コンクリート壁の温度応力解析手法、電力中央研究所報告、依頼報告 U93520、1994. 3
- 7) 関博・宮田克二・北峯博司・金子雄一:比抵抗によるコンクリートの緻密性に関する実験的一考察、土木学会論文集 No.451/V-17、pp. 49-57、1992. 8
- 8) 森永繁:鉄筋の腐食速度に基づいた鉄筋コンクリート建築物の寿命予測に関する研究、東京大学学位請求論文、1986.11
- 9) 森永繁・入野一男・太田達見・土本凱士:腐食による鉄筋コンクリート構造物の寿命予測、コンクリート工学論文集第1巻第1号、pp.177-189、1990.1
- 10) 笹渕優樹・梶田佳寛・中村成春:塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露試験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20, No.1, pp.317-322, 1998
- 11) 鳥取誠一:鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測、京都大学学位論文、2002.2
- 12) 関博・松井邦人・松島学・金子雄一・田畑裕:コンクリート構造の寿命予測に関する一考察、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12, No.1, pp.569-574, 1990

第5章 塩化物イオンの浸透と鉄筋腐食に与える温度の影響評価

5.1 はじめに

原子力発電所の使用済燃料を再処理までの間一時的に貯蔵する施設として、コンクリートキャスクや横型サイロ方式に代表されるコンクリートモジュール貯蔵施設と呼ばれる貯蔵方式の検討が行われている。使用済燃料を密閉性の金属製容器(キャニスタ)に収納し、遮へい機能を有するコンクリート製の構造物の中で自然冷却を行う方式で、貯蔵単価が安いこと、使用済燃料の発生に応じて段階的に施設を増設できる(モジュール性)等の利点があり、我が国でも将来的な貯蔵技術として有望と考えられる。一方、我が国で将来的にコンクリートモジュール貯蔵施設の導入を展望した場合、その立地地点は海岸付近である可能性が高く、また、使用済燃料の発熱により、長期間コンクリートが高温環境下にさらされる厳しい使用環境条件になることが想定される。例えばコンクリート製原子炉格納容器では定常状態で貫通部 90℃、その他の部分 65℃と規制されている¹⁾。

コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数は温度により影響を受けるとの報告があり、温度が高くなると拡散係数が非常に大きくなることが指摘されている²⁾。コンクリートモジュール施設においては、コンクリート製容器が長期間高温環境下で使用されるため、高温下でのコンクリート中の塩分の浸透性状を把握し、塩害を主要因とする経年劣化について評価しておくことは重要である。しかしながら、コンクリート中の塩分の浸透に与える温度の影響ならびに鉄筋腐食の限界塩分濃度に対する温度の影響について検討した例は極めて少なく、試験方法自体も確立されていないのが現状である。

本章では、まず、高温下での塩化物イオンの拡散係数を求める試験装置を製作し、コンクリート中の塩分の拡散係数に与える温度の影響を評価した。一方、塩分を混入したコンクリート試験体を用いて高温下での鉄筋腐食実験を行い、鉄筋腐食発生限界塩分濃度に対する温度の影響を評価した。

5.2 コンクリート中の塩化物イオンの浸透速度に与える温度の影響評価

5.2.1 塩分拡散試験装置の試作

既往の研究(第2章参照)を参考に次の2方式の拡散浸透試験装置を試作した。

①高温拡散セル方式塩分拡散試験装置

②高温浸漬方式塩分拡散試験装置

高温拡散セル方式塩分拡散試験は、高温で行うための温度制御装置、試験体の固定・止水に工夫が必要となり試験装置が若干複雑となるが、試験方法および塩分の分析は比較的容易である。一方、高温浸漬方式塩分拡散試験は、試験装置が比較的単純であり、試験方法も簡便ではあるが、塩分濃度を求めるためには試験体を粉砕した上での分析となり、労力が大きい。

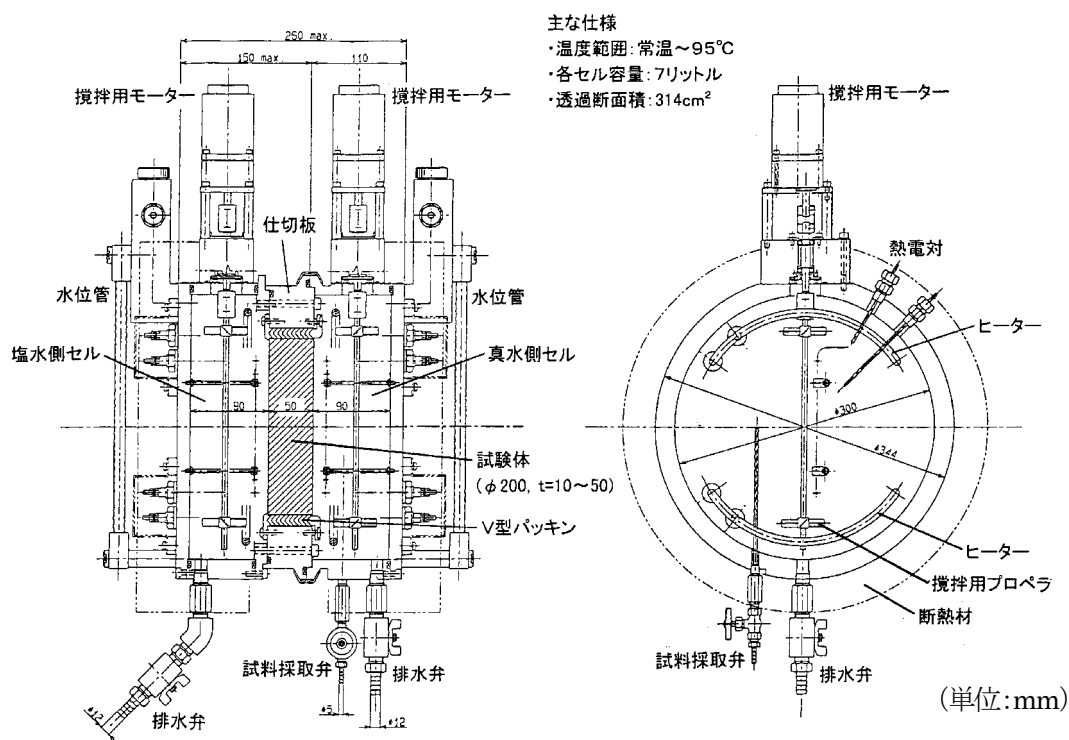
(1) 高温拡散セル方式塩分拡散試験装置

本装置の概要を図 5.2.1～図 5.2.2 に示す。本装置は、塩水側セル、真水側セル(初期に塩を含まない方のセルを指す、以下同様である)、試験体を設置する隔壁、ヒーター、攪拌装置、サンプル弁、水位管、熱電対、排水弁、注水口、断熱材等で構成されている。材質は塩水で腐食しないようステンレス

材を用いている。微量な塩分透過量の検出を考慮して、透過面積を大きくするためにセルの断面を大きくし、セルの幅を可能な限り小さくした。本装置の主な仕様は次の通りである。

- ・塩水温度: 室温～95℃
- ・塩水・真水容積: 7リットル
- ・隔壁およびセルの直径: 30cm

真水側のセルの容量は出来る限り小さくした方が、微量な透過塩化物イオン量の測定に有利である。このため、真水側のセルの幅をヒーターおよび攪拌装置が設置できる範囲の最小の10cmの幅(容量7リットル程度)とした。溶液を加熱するためにセル内部にヒーターを設置し、攪拌装置で温度および濃度が一定になるように攪拌する。溶液を採取するために各セルにはサンプル弁を設置し、特に真水側のサンプル弁はセルの中心から採取できるようにした。各セルの水位を確認するために透明な水位管を設けた。水温を測定するため、セルの中心に熱電対を設置した。安全面を考慮して、各セルに圧力計および安全弁を設置した。保温のため各セルを断熱材(約5cm厚)で覆った。



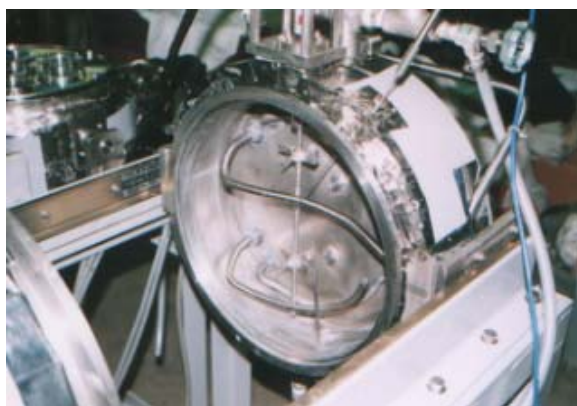
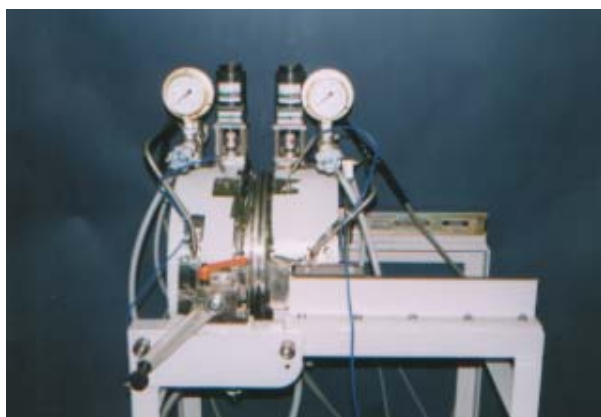


図 5.2.2 拡散セル方式塩分拡散試験装置 (左:外観、右:セル内部)

(2) 高温浸漬方式塩分拡散試験装置

本装置は、水槽、ヒーター、水位管、循環器、熱電対、排水弁、断熱材等で構成されている。材質は塩水で腐食しないようステンレス材を用いている。本装置の主な仕様は次の通りである。

- ・塩水温度: 常温～200℃
- ・塩水容量: 13 リットル

水槽の直径は 20cm、高さは約 40cm、容量は約15リットルである。水槽内部にヒーターを設置し溶液を加熱し、循環器で温度および濃度が一定になるように攪拌する。水温を測定するために水槽の中心位置に熱電対を設置し、各セルの水位を確認するために透明な水位管を設けた。安全面を考慮して、圧力計および安全弁を設置した。保温のため循環器以外の装置全体を断熱材で覆った。試験装置の概要を図 5.2.3～図 5.2.4 に示す。

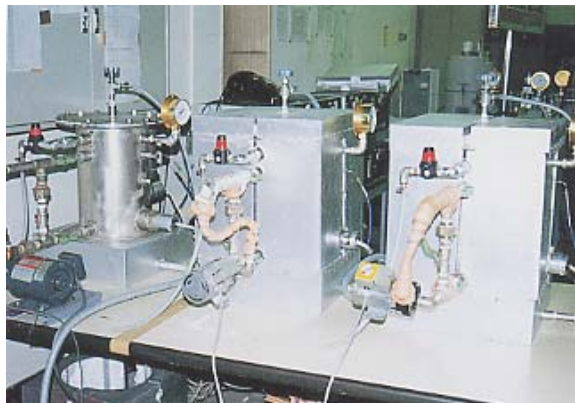


図 5.2.3 浸漬方式塩分拡散試験装置 (左:正面、右:裏面)

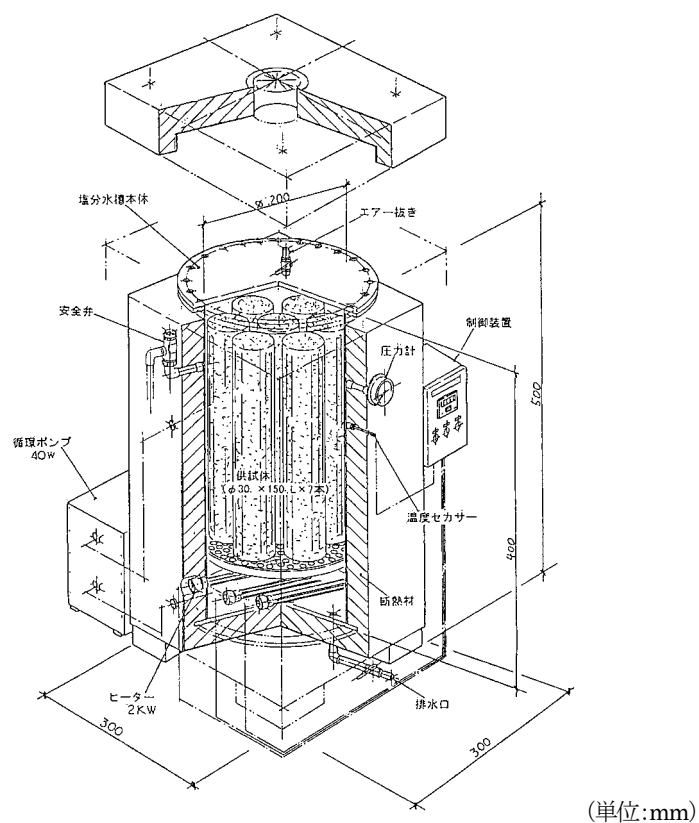


図 5.2.4 浸漬方式塩分拡散試験装置の概要

5.2.2 拡散セル方式塩分拡散試験

(1) 試験の概要

コンクリートの試験体を用いてコンクリート中の塩分の拡散係数に及ぼす温度及び水セメント比の影響を評価する。拡散セル方式は、図 5.2.5 に示すように、試験体を拡散セルにセットし、高濃度の溶液Ⅰ側からⅡ側の低濃度の溶液への塩化物イオンの透過量を経時的に測定することにより供試体の塩化物イオンの拡散係数を求める方法である。拡散セル方式による塩分拡散試験の要因は表 5.2.1 に示す通りである。

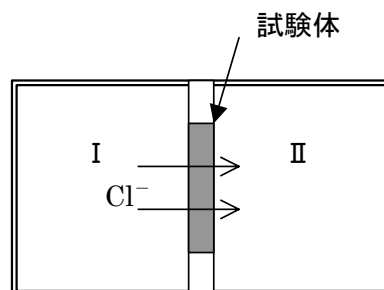


図 5.2.5 拡散セル方式試験方法の概要

表 5.2.1 拡散セル方式によるコンクリートの塩分拡散試験の試験要因

要 因	水 準	
温度(°C)	65	90
水セメント比(%)	50	40, 50, 60

試験条件は次の通りである。

- ・使用溶液:塩水側セル 10%NaCl 水溶液、真水側セル 飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 水溶液
- ・昇温速度:10°C/1 時間、 ・骨材寸法:最大寸法 20mm
- ・試験体寸法:高さ 50mm×直径 200mm

試験体は、円柱形(直径 200mm, 高さ 150mm)に打設した後、両端部分を切り取り、両端面を研磨して厚さ 50mm に仕上げたものである。試験体は打設1日後に脱型し、20°C飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 水溶液中で 4 週間養生した後、スライス加工し、試験開始までの間再び 20°Cの飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 水溶液中で保存した。更に、試験の直前には、デシケーター内の20°C飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 水溶液中に浸漬し、真空ポンプで減圧して気泡が出なくなるまで脱気処理(約 15 分間)を行い、試験体を飽水状態にした。コンクリートの配合及び使用材料を表 5.2.2～表 5.2.3 に示す。セメントは普通ポルトランドセメント(日本セメント社製)を用いた。

表 5.2.2 コンクリートの配合

	スラン プ (cm)	空気量 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨 材率 (%)	G-Max (mm)	単位量(kg/m ³)					
						セメ ント	水	細 骨 材	粗 骨 材	混和 剤*	助剤
配合Ⅰ	10±2	4.5±1	40	53.3	20	420	168	911	805	6.72	0.400
配合Ⅱ	10±2	4.5±1	50	53.4	20	320	160	968	853	3.424	0.400
配合Ⅲ	10±2	4.5±1	60	53.5	20	267	160	992	874	2.857	0.400

*混和剤はボゾリス No. 70 を使用

表 5.2.3 骨材の性質

骨材の種類	産地	比重	吸水率(%)	粗粒率(%)
細骨材	大井川産	2.60	1.56	2.76
粗骨材	大井川産	2.70	0.76	6.62

計測項目及び方法は、次の通りである。

- ・真水側セル内溶液の塩化物イオン濃度:イオンクロマトグラフィー法(横河アナリティカルシステムズ製、機種名:IC7000)及び塩分濃度計(笠原理化工業製、固体膜塩素イオン電極方式、型番:CL-203V)
 - ・塩水側セル内溶液の塩化物イオン濃度:塩分濃度計(笠原理化工業製、固体膜塩素イオン電極方式、型番:CL-203V)
- イオンクロマトグラフィー法による測定では、塩分濃度計の測定値を参考に 20 倍～1000 倍に希釈し、

0.45 μ m のメンブレンフィルターで濾過したものを試料とした。

試験は次の手順で行った。

- ①脱気後の試験体を乾燥しないように注意しながら隔壁に取り付け、塩水側のセルに 10%NaCl 水溶液を満たし、水漏れなどの異常が無いことを確認した後、真水側のセルを接続し飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 水溶液を満たす。
- ②各セルを密封した後、攪拌装置で各セル内を攪拌しながら、所定の温度まで、10°C/1時間の速度で昇温し、その後は、攪拌しながら所定の温度を保持する。
- ③所定の期間毎に、真水側のセル及び塩水側のセルから 70~80cm³ の溶液(10~20cm³ の採取容器の共洗用水含む)を採取し、所定の計測を行い、その後、同量の溶液を各セルに補充した。この時、塩水側のセルの塩化物イオン濃度が不足している場合には、補充溶液の濃度を高めにして、塩水側のセル内の塩化物イオン濃度が一定になるように管理した。
- ④試験終了後は温度を常温まで低下させ、真水側のセル内の溶液を排出し、塩水側のセル内の溶液を排出する前に、試験体のひび割れなどの異常、設置個所からの漏水の有無を確認した。

(2) 試験結果

透過した塩化物イオンの総量を次式により求め整理した。結果を図 5.2.6~図 5.2.9 に示す。

$$Q_n = (Cn + \frac{\Delta V}{V} \sum_{N=1}^{n-1} C_N) V \quad (5.2.1)$$

ここに、 Q_n : 真水側に透過した全塩化物イオン量,

C_n : 第n回目に採取した溶液の塩化物イオン濃度,

ΔV : 採取した溶液量,

V : 真水側の溶液量

図 5.2.6~図 5.2.9 において、透過量がほぼ一定となった期間の塩化物イオン量と時間の関係を最小自乗法で直線回帰し、この傾きを単位時間あたりの透過塩化物イオン量 a として求め、次式により拡散係数 D を算出した。塩水側セルの溶液は 10%NaCl 溶液なので塩化物イオン濃度に換算して用いた。試験中の減少量は小さいので無視し一定とした。

$$D = \frac{a \cdot l}{\Delta C \cdot A} \quad (5.2.2)$$

ここに、 D : 塩化物イオンの拡散係数(cm²/sec),

a : 単位時間あたりの透過塩化物イオン量(g/sec)

l : 試験体の厚さ(=5.0cm)

ΔC : 塩水側セルの塩化物イオン濃度(=0.0607g/cm³)

A : 試験体の塩水接触面積(=302cm²)

得られた拡散係数と水セメント比の関係を図 5.2.10 に示す。水セメント比が小さくなると拡散係数は小さくなる傾向があるが、40%と50%では同程度である。拡散係数と温度の関係を図 5.2.11 に示す。温度が高くなると拡散係数は増大している。温度依存性については、後の浸漬方式の結果と併せて検討する。また、拡散セル方式で得られた拡散係数は、後で述べる浸漬方式による値に比較して非常に小さい。拡散が定常状態に達していない可能性も考えられたので、一部の試験体について長期の試験を行ったが、勾配は徐々に小さくなる傾向にあり、また、試験後の深さ方向の塩分濃度分布(図 5.2.12～図 5.2.13 参照)を測定したが、分布形状は概ね直線状であり、定常状態に達していると考えられた。浸漬方式による結果との相違については、浸漬方式の結果と併せて後に再度検討する。

一方、拡散係数と試験開始時材令との関係を図 5.2.14 に示す。試験時材令が長いほど、拡散係数は小さくなる傾向がある。電氣的拡散試験の結果、若材令時には拡散係数が大きいことが報告されている³⁾。また、暴露試験の結果でも拡散係数は経過時間と共に小さくなることが報告されている⁴⁾。Helland⁵⁾は、拡散係数と経過時間は両対数グラフ上で負の傾きを持つ直線で表されると報告している。コンクリートの硬化反応が進むと拡散に影響を与える細孔構造が変化するためと考えられるが、詳細な機構については不明であり今後の課題である。

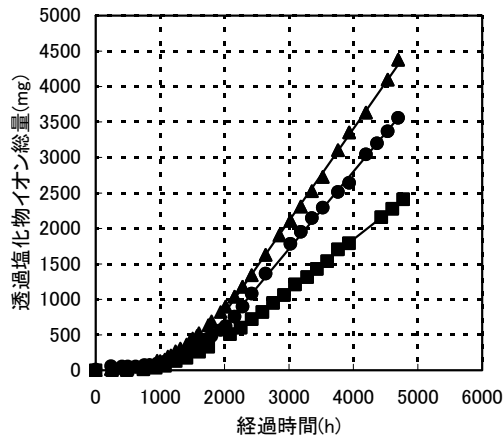


図 5.2.6 透過塩化物イオン総量と経過時間
の関係 (W/C=40%, 90°C)

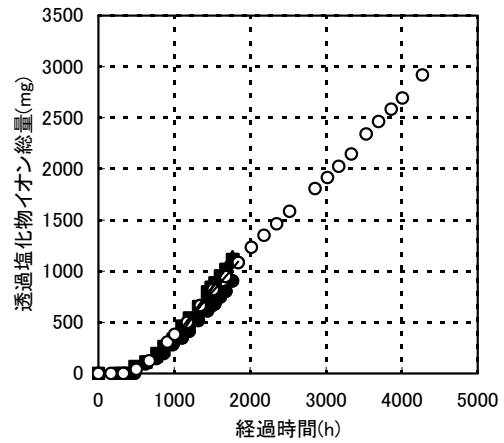


図 5.2.7 透過塩化物イオン総量と経過時間
の関係 (W/C=50%, 90°C)

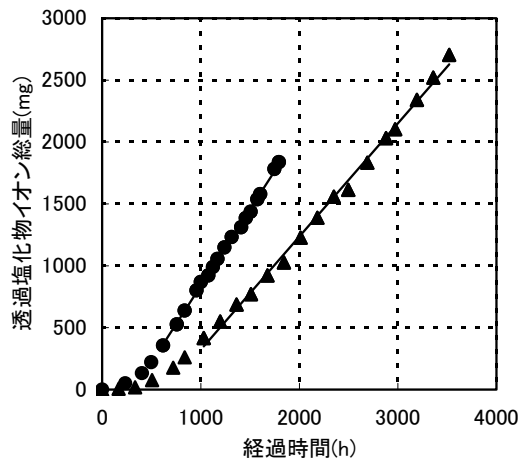


図 5.2.8 透過塩化物イオン総量と経過時間
の関係 (W/C=60%, 90°C)

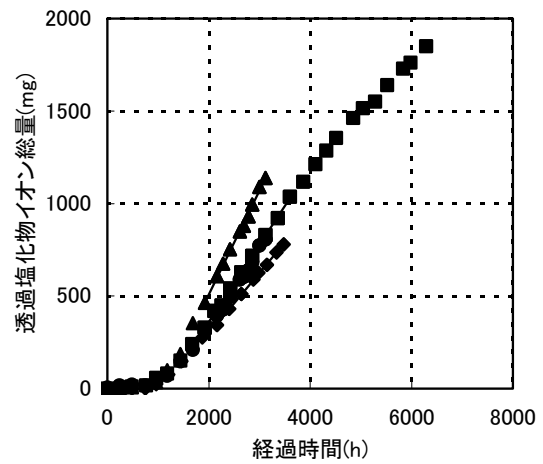


図 5.2.9 透過塩化物イオン総量と経過時間
の関係 (W/C=50%, 65°C)

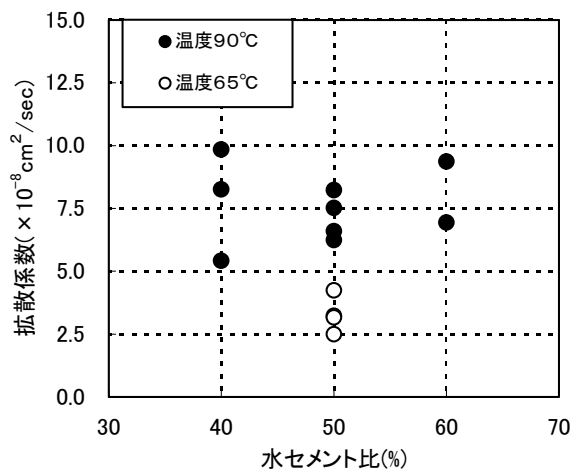


図 5.2.10 拡散係数と水セメント比の関係

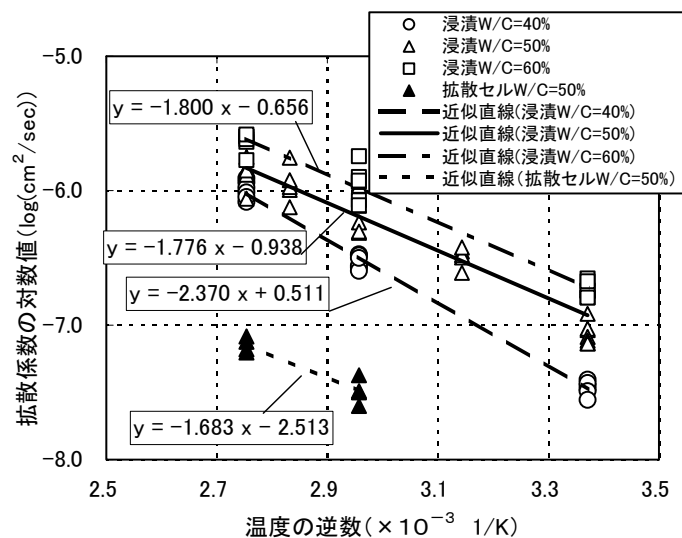


図 5.2.11 拡散係数と温度の関係(浸漬方式全データ, 拡散セル方式の W/C=50%)

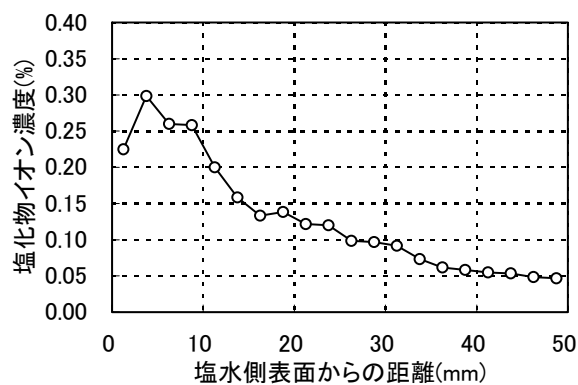


図 5.2.12 試験後の試験体の塩分濃度分布
(水セメント比 50%, 温度 90°C)

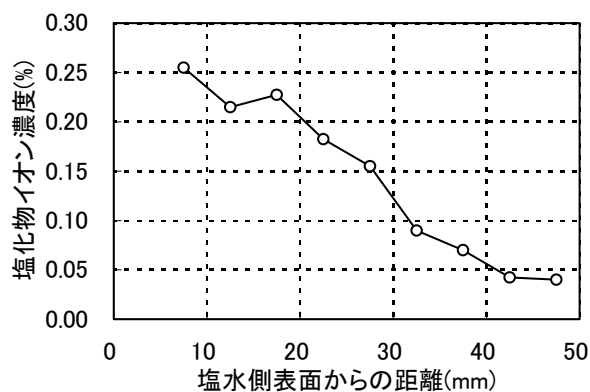


図 5.2.13 試験後の試験体の塩分濃度分布
(水セメント比 60%, 温度 90°C)

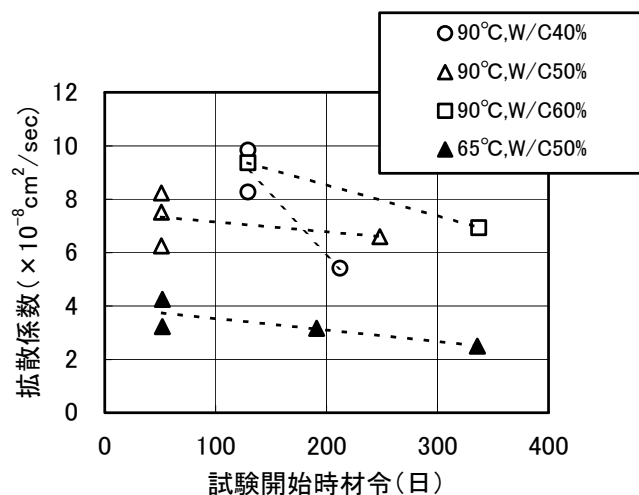


図 5.2.14 拡散係数と試験開始材令の関係

5.2.3 浸漬方式塩分拡散試験

(1) 試験の概要

コンクリートの試験体を用いてコンクリート中の塩分の拡散係数に及ぼす温度及び水セメント比の影響を評価し、拡散セル方式と比較する。外部塩分の浸透によるコンクリート中の塩分の深さ方向分布を把握するとともに、試験方法の相違が、得られる拡散係数に及ぼす影響を把握する。

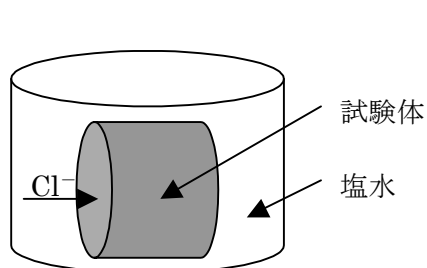


図 5.2.15 浸漬方式試験の概要

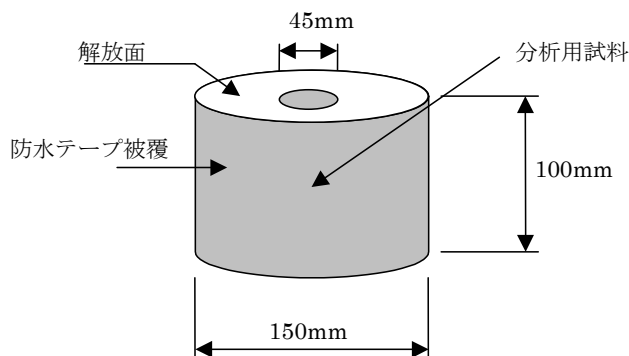


図 5.2.16 浸漬方式による塩分拡散試験に用いる試験体の形状

浸漬方式による塩分拡散試験は、図 5.2.15 に示すように、一定濃度の塩水に試験体を浸漬し、塩分の浸透性状を把握する方法である。試験体の形状は、図 5.2.16 に示す通りであり、直径 150mm、高さ 100mm の円柱型である。塩分の浸透面を両端面とするため、両端面以外の面を防水テープで被覆した。さらに、塩分の分析には乾式コアドリルにより中心部分のコア（直径 45mm、高さ 100mm）を採取し試料として用いた。試験要因は表 5.2.4 に示す通りである。

表 5.2.4 浸漬方式によるコンクリートの塩分拡散試験の試験要因

W/C (%)	温度 (°C)				
	25	45	65	80	90
40	○	—	○	—	○
50	○	○	○	○	○
60	○	—	○	—	○

○試験実施

試験条件は次に示すとおりである。

- ・使用溶液: 10%NaCl 溶液
- ・昇温速度: 10°C/1 時間
- ・骨材寸法: 最大寸法 20mm
- ・試験体寸法: 高さ 100mm×直径 150mm

塩分濃度分布は、乾式カッターを用いて分析用試料の端面から 50mm 深さまで、5mm 間隔でスライスし、各スライス片の試験温度における可溶性塩分量を測定した。なお、塩分濃度分布計測においては、各スライス片を 149μm ふるい残量が 1g 未満となるまで粉碎した後、5g を計り取り、25g の純水に投入し、試験温度と同一温度で 30 分間振とうし、塩分濃度計により塩分濃度を測定した。

試験体は打設1日後に脱型し、20℃の飽和水酸化カルシウム溶液中で4週間養生した後、前述のように側面を防水テープで被覆し、試験開始までの間再び 20℃の水酸化カルシウム水溶液中で保存した。配合及び使用材料は前述の拡散セル方式と同様である。

(2) 試験結果

試験結果を図 5.2.17～図 5.2.27 に示す。塩分濃度の深さ方向分布から、正規確率紙を用いて、拡散係数を算出した。算出方法は次に示す通りである。

塩分の浸透は、濃度差拡散の支配方程式である次式の Fick の第2法則に従うとされている。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (5.2.3)$$

ここに、 C : 塩分濃度, t : 時間, x : 表面からの距離, D : 拡散係数

上式の初期条件: $C(x, 0) = 0$, 境界条件: $C(0, t) = C_0 = \text{const.}$

における解は次式となる。

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (5.2.4)$$

ここに、 $\operatorname{erf}(u)$: ガウスの誤差関数

一方、標準正規分布の分布関数は、次式により表される。

$$\Phi(s) = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \operatorname{erf} \left(\frac{s}{\sqrt{2}} \right) \right\} \quad (5.2.5)$$

$\frac{s}{\sqrt{2}} = k$ とおいて、変形すると、次式が得られる。

$$\operatorname{erf}(k) = 2\Phi(\sqrt{2}k) - 1 \quad (5.2.6)$$

よって、塩分濃度 C は次式のように表される。

$$C(x, t) = 2C_0 \left\{ 1 - \Phi \left(\frac{x}{\sqrt{2Dt}} \right) \right\} \quad (5.2.7)$$

変形すると次式のようになる。

$$\Phi \left(\frac{x}{\sqrt{2Dt}} \right) = 1 - \frac{C(x, t)}{2C_0} \quad (5.2.8)$$

すなわち、ある時刻 t においては、表面からの距離 x と $1 - \frac{C(x)}{2C_0}$ の関係は、平均値0、標準偏差

$\sqrt{2Dt}$ の正規分布に従う。したがって、正規確率紙上で、横軸に表面からの距離 x 、縦軸に累積確率 $1 - \frac{C(x)}{2C_0}$ を与える標準正規確率変数をとると、勾配が $\frac{1}{\sqrt{2Dt}}$ の直線となり、この勾配から拡散係数 D

を算出することができる。ここで、表面濃度を変数とすると拡散係数と併せて2つの収束計算が必要となり、煩雑となるため、表面の塩分濃度は、最も表面近くのスライス板のデータである表面から 0.25cm の位置の濃度と仮定した。

求めた拡散係数と温度の関係を拡散セル方式の結果と併せて図 5.2.11 に示す。拡散係数の温度依存性はアレニウスの式で表現でき、水セメント比の小さい方が、拡散係数は小さい。

アレニウスの式における速度係数を拡散係数に読み替えると、活性化エネルギーは次式により定義される。

$$D = A \exp(-E_a/RT) \quad (5.2.9)$$

ここに、D:拡散係数、A:頻度因子、E_a:活性化エネルギー、R:気体定数、T:絶対温度である。

温度 T₁、T₂ における拡散係数をそれぞれ D₁、D₂ とすると、次式が成り立つ。

$$\ln(D_1/D_2) = -E_a(1/T_1 - 1/T_2)/R \quad (5.2.10)$$

すなわち、活性化エネルギーは次式により表され、拡散係数の対数値を縦軸とし、絶対温度の逆数を横軸としたグラフの傾きに(−2.30R)を乗じた値として得られる。

$$\begin{aligned} E_a &= -R \times (\ln D_1 - \ln D_2) / (1/T_1 - 1/T_2) \\ &= -2.30 \times R \times (\log D_1 - \log D_2) / (1/T_1 - 1/T_2) \end{aligned} \quad (5.2.11)$$

ここに、E_a:活性化エネルギー(kJ/mol)

R:気体定数(=8.31432kJ/mol/K)

図 5.2.11 の近似直線の傾きから、式(5.2.11)を用いて活性化エネルギーを求めると表 5.2.5 のようになる。W/C=40%の方が、W/C=50%および 60%よりも活性化エネルギーが大きい。また、浸漬方式と拡散セル方式を比較すると、同じ水セメント比の場合、拡散係数の値は異なるが、活性化エネルギーは同程度である。

コンクリート試験体を用いて活性化エネルギーを求めた例は少ないが、Page らは、セメントペーストの活性化エネルギーを 45℃までの拡散セル方式の実験から求め、W/C=40、50、60%のセメントペーストの活性化エネルギーは、それぞれ 41.8、44.6、32.0kJ/mol と報告している²⁾。水セメント比が大きい方が活性化エネルギーが小さい傾向にあり、本研究の結果と同様の傾向にある。活性化エネルギーの値も同程度であり、拡散係数の温度依存性が主にセメントペーストの性能に依存しているためと考えられる。また、Goto らは、60℃までのペーストの拡散セル方式の実験から、W/C=40%のペーストで 50.2kJ/mol の活性化エネルギーを報告している⁶⁾。本研究の結果と比較すると若干大きい値であるが、Goto らの実験では、60℃の高温養生を行っているため、水和反応速度が大きくなり、水和生成物が緻密に成長しなくなり、大きな空隙が生じやすくなるため⁷⁾と考えられる。

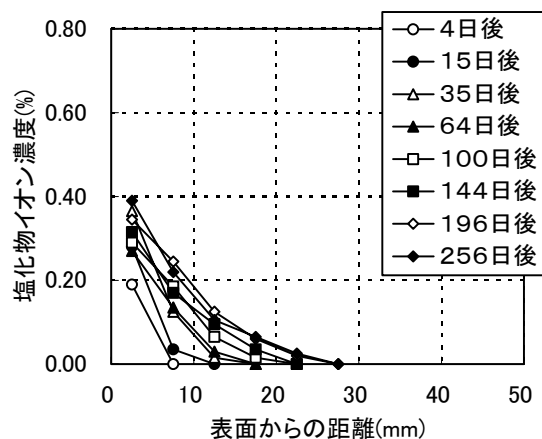


図 5.2.17 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(25°C, W/C=40%)

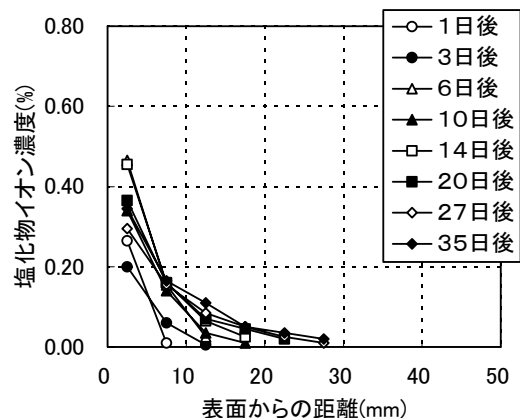


図 5.2.18 塩化物イオン濃度の深さ方分布
(65°C, W/C=40%)

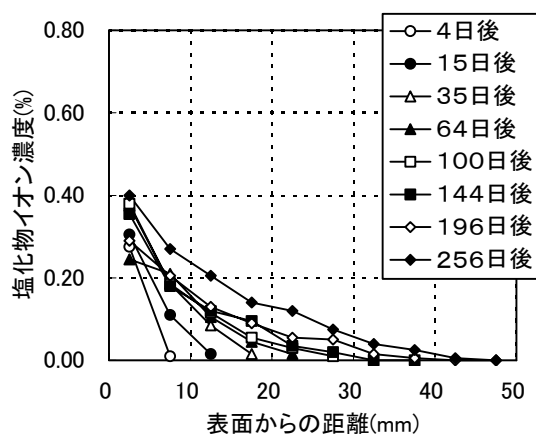


図 5.2.19 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(25°C, W/C=50%)

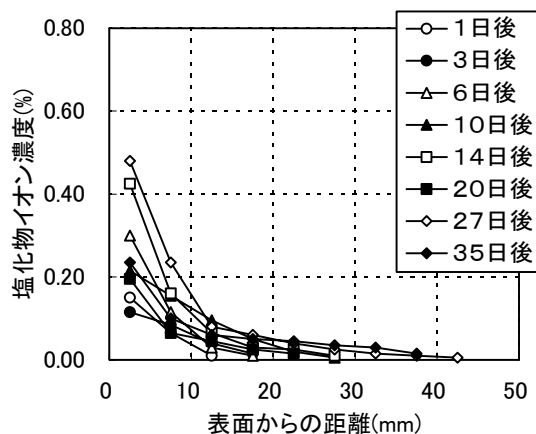


図 5.2.20 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(65°C, W/C=50%)

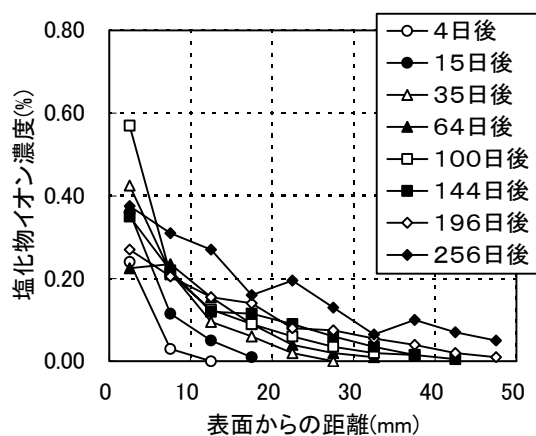


図 5.2.21 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(25°C, W/C=60%)

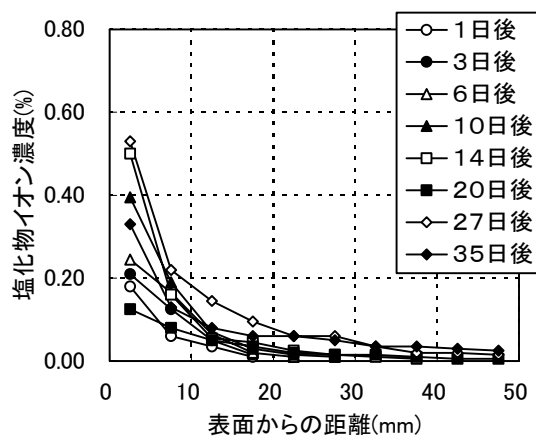


図 5.2.22 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(65°C, W/C=60%)

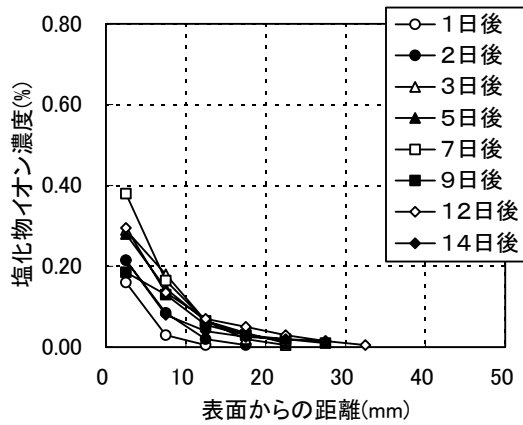


図 5.2.23 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(90°C, W/C=40%)

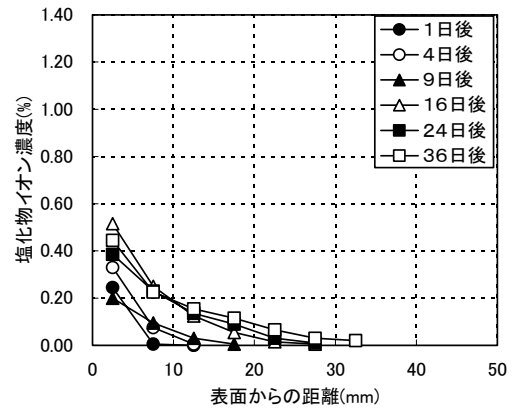


図 5.2.24 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(45°C, W/C=50%)

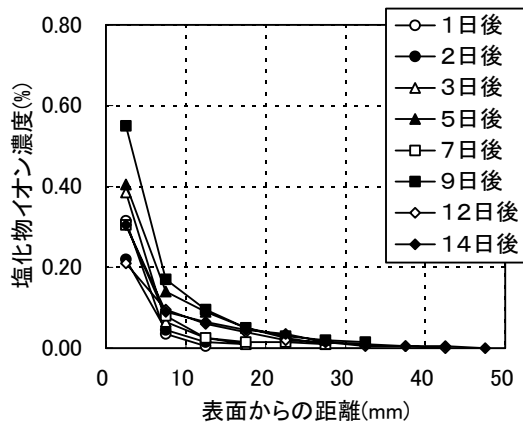


図 5.2.25 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(90°C, W/C=50%)

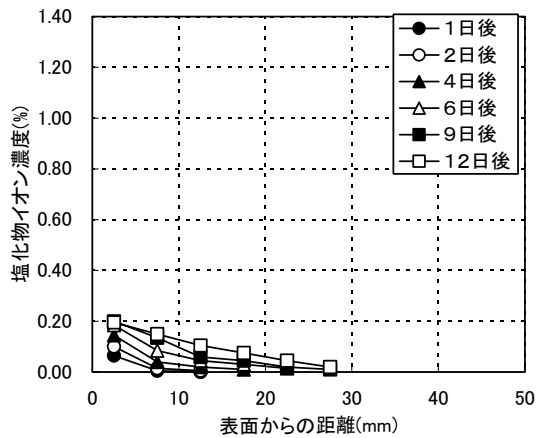


図 5.2.26 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(80°C, W/C=50%)

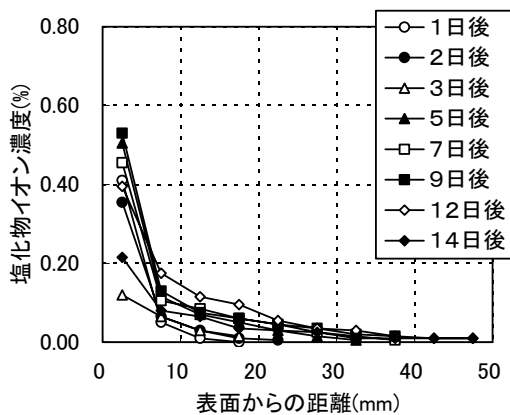


図 5.2.27 塩化物イオン濃度の深さ方向分布
(90°C, W/C=60%)

表 5.2.5 活性化エネルギーの計算値

試験方式	水セメント比 (%)	活性化エネルギー (kJ/mol)
浸漬方式	40	46.0
	50	34.5
	60	34.9
拡散セル方式	50	32.7

浸漬方式と拡散方式では得られた拡散係数が大きく異なり、浸漬方式の方が 10 倍以上大きな値である。拡散セル方式では、濃度差を塩水側溶液の濃度である NaCl 10%濃度(100kg/m³)を Cl⁻濃度で表した 60.7kg/m³(Cl⁻換算)として、算出しているが、実際の塩水側のコンクリート表面(内部)の濃度は、図 5.2.11～図 5.2.12 に示すように、これよりも小さい可能性がある。試験後の試験体表面(深さ 5mm まで)の可溶性塩分を測定した結果を表 5.2.6 に示す。この濃度を用いて拡散係数を計算すると、濃度差が 1/5～1/10 となるため、図 5.2.28 に示すように、浸漬方式で得られた値に近づく傾向がある。したがって、濃度差を実測値に基づき補正することにより、方式の影響を少なくできる可能性があると考えられる。

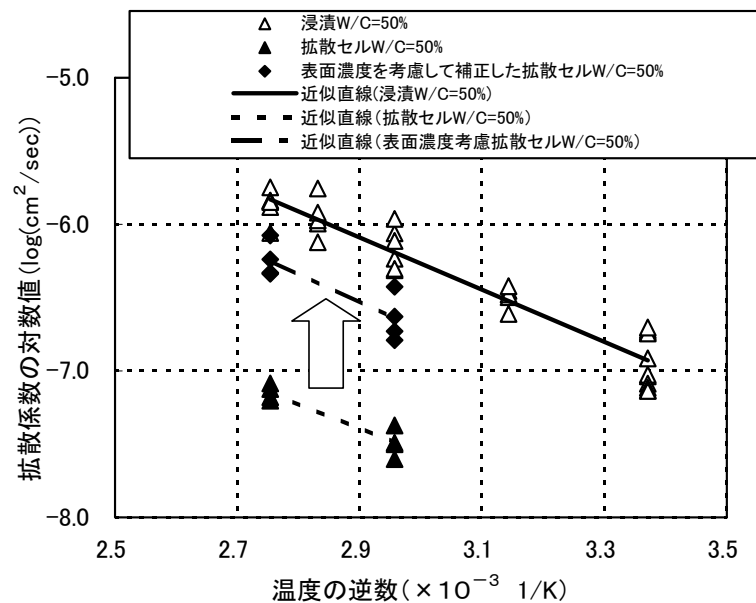


図 5.2.28 表面塩分濃度を考慮して補正した拡散セル方式の拡散係数(W/C=50%)

表 5.2.6 拡散セル方式試験体の表面塩分濃度

温度(℃)	W/C(%)	表面濃度(kg/m ³)
65	50	8.24, 5.95, 7.90, 8.59
90	50	8.36, 6.87, 10.31, 9.39

5.2.4 塩化物イオンの拡散係数に与える温度の影響評価

(1) 高温下における塩分拡散係数評価式の提案

試験結果に基づくと、高温下における塩分拡散係数は次式のように評価できる。

$$\log(Y) = -A \cdot X + B, \quad X = \frac{1}{T} \cdot 1000 \quad (5.2.12)$$

ここに、Y: 拡散係数 (cm²/sec)

T: 絶対温度 (K)

A: 定数 (W/C=40%の場合 2.27, 50%の場合 1.90, 60%の場合 1.90)

B: 定数 (W/C=40%の場合 0.05, 50%の場合 -0.79, 60%の場合 -0.28)

評価式の導出に際しては次の事項を考慮した。

- ① 浸漬方式で得られた拡散係数ならびに活性化エネルギーの方が、拡散セル方式よりも大きいので、安全側の評価とするため、浸漬方式の結果を基にする。
- ② 65℃を越えると温度による拡散係数の増大が小さくなる傾向にあるので、安全側の評価として、65℃以下の温度依存性を用いることとする。
- ③ イオンの拡散はコンクリート中の液相で生じるため、一般の構造物のようにコンクリートが非飽水状態の場合には、本研究で得られた飽水状態の拡散係数よりも小さいことが予想される。したがって、拡散係数の値をそのまま高温下の拡散係数として評価するのは不合理であると考えられる。そこで、非飽水状態の場合でも拡散係数の温度依存性は飽水状態の場合と同じであると考え、本研究で得られた温度依存性のみを採用し、既に明らかとなっている常温での拡散係数を温度に応じて増大させる評価式とする。常温 (20℃) での値は実構造物の多数のデータを基に設定されている土木学会コンクリート標準示方書「施工編」(平成11年版)の評価式の値とする。

評価式で得られる拡散係数を図 5.2.29 に示す。

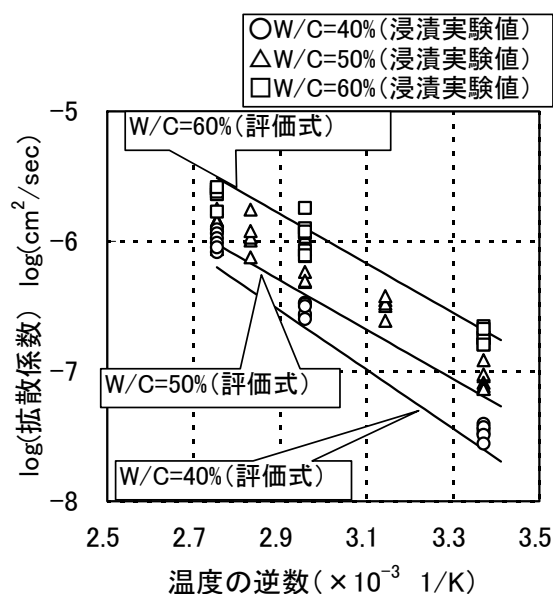


図 5.2.29 提案する評価式による拡散係数と温度の関係

5.3 鉄筋腐食発生の限界塩分濃度に与える温度の影響評価

5.3.1 限界塩分濃度評価実験の概要

予め塩分を混入した鉄筋コンクリート試験体を一定温度湿度環境に静置し、鉄筋の腐食状態を把握する。一方、試験体コンクリート中の塩分濃度(全塩分、可溶性塩分)を定量分析により把握する。鉄筋腐食状況と塩分濃度を比較することにより、高温下における鉄筋の腐食限界塩分濃度を評価する。

本試験の試験要因を表 5.3.1 に示す。湿度条件は相対湿度 95%とした。試験体は図 5.3.1 に示すように、円柱型(直径 10cm、高さ 20cm)のコンクリートに最小かぶりが 20mm となるように、鉄筋(φ 19mm 丸鋼鉄筋、長さ 18cm)を埋め込んだ形状とした。鉄筋の試験区間は 8cm とし、その他の部分は防水テープで被覆した。同一要因の試験体数は3体とした。試験体の養生は、養生中にコンクリート中の塩分濃度が変化しないように、20℃での封緘養生(1ヶ月間)とした。同一要因の試験体数は3体とした。試験期間は0(試験前)、2.5、5.0、11ヶ月である。計測項目及び方法は、表 5.3.2 に示す通りである。なお、試験体の配合及び使用材料は、前述の高温塩分浸透試験と同様である。

表 5.3.1 限界塩分評価試験の試験要因

要因	水準
温度(℃)	65, 90
水セメント比(%)	40, 50, 60
塩分濃度(Cl ⁻ kg/m ³)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5

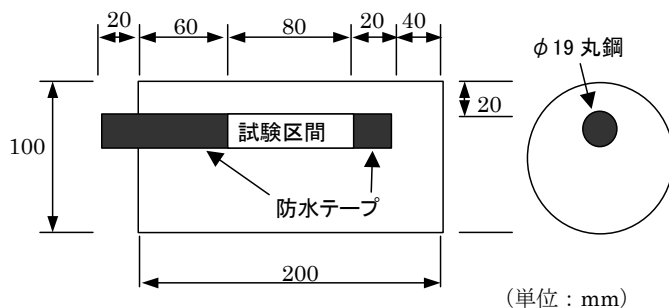


図 5.3.1 限界塩分濃度評価試験に用いる試験体の形状

表 5.3.2 高温限界塩分評価予備試験の計測項目及び方法

項目	方法
鉄筋の腐食面積	鉄筋の腐食部分をトレースし、プランメータにより面積を測定する。
鉄筋の腐食減量	JCI-SC1 に準拠し、腐食生成物を除去した鉄筋の質量を測定する。
コンクリート中の全塩分量	JCI-SC4 に準拠し、電位差滴定法により全塩分量を測定する。
コンクリート中の可溶性塩分量	JCI-SC4 に準拠し、電位差滴定法により可溶性塩分量を測定する。 ただし、溶出温度は、試験温度(65℃、90℃)と同一温度*)とする。

*)試験温度における可溶性塩分量を測定するため、溶出温度を試験温度と同一温度とした。

5.3.2 腐食発生の限界塩分濃度に与える温度の影響評価

(1) 常温下の腐食状況

通常(常温)では、鉄筋の腐食発生の限界塩分濃度は、全塩分濃度で 1.2kg/m^3 と設定されることが多い。そこで、まず、試験開始前の鉄筋の腐食状況(常温下)とコンクリート中の塩分濃度との関係を調べた。試験開始前の塩分量と腐食面積率のデータについて、全塩分濃度を 0.4kg/m^3 毎の6つの濃度区分($0\sim 0.4$, $0.4\sim 0.8$, $0.8\sim 1.2$, $1.2\sim 1.6$, $1.6\sim 2.0$, $2.0\sim 2.4\text{kg/m}^3$)に分け、各区分における腐食した鉄筋と腐食していない鉄筋の本数を調べ、腐食発生率(腐食した鉄筋の本数/(腐食した鉄筋の本数+腐食していない鉄筋の本数)%)を算出した。ここで、腐食面積率 0.01% (1mm^2) 以下の腐食は測定限界と判断し無視した。

図 5.3.2 に、算出した腐食発生率とコンクリート中の全塩分濃度との関係を示す。ここで、各濃度区分における鉄筋数が 5 本以下の場合にはデータの信頼性が低いと考え、採用しなかった。また、腐食発生率と全塩分濃度との関係を次の logistic 関数を用いて近似した。

$$y = \frac{100}{1 + b \exp(-k \cdot x)} \quad (5.3.1)$$

ここに、 y :腐食率(%), x :塩分濃度(kg/m^3), b, k :定数

腐食発生率と全塩分濃度の関係は、logistic 関数により良好に近似できていると考えられ、全塩分濃度 1.2kg/m^3 の時の腐食率は 80%程度であることが分かる。したがって、通常(常温下)の限界塩分濃度は、腐食発生率 80%程度を考えた場合の値であると判断し、以降の検討では腐食発生率 80%時の全塩分濃度を限界塩分濃度と定義し、これを評価指標として、限界塩分濃度におよぼす各要因の影響を評価した。なお、以降の検討では、試験前の鉄筋の腐食面積率の平均値である 0.03% (3mm^2) 以下の腐食は無視した。検討に用いた 2.5、5.0、11.0 ヶ月後の各温度におけるコンクリート中の塩分量と腐食面積率の関係を図 5.3.3～図 5.3.8 に示す。

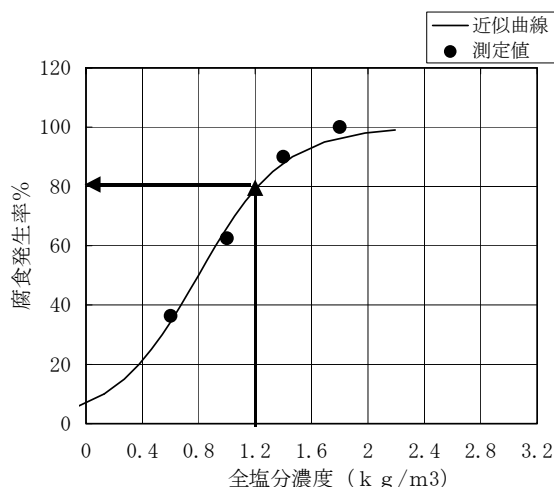


図 5.3.2 常温下の腐食発生率と全塩分濃度の関係

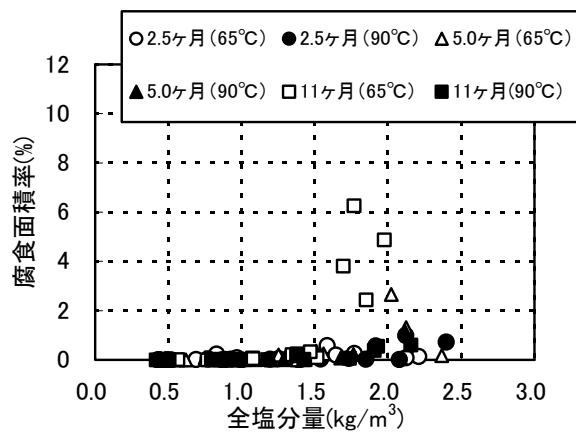


図 5.3.3 腐食面積率と全塩分量の関係
(W/C=40%)

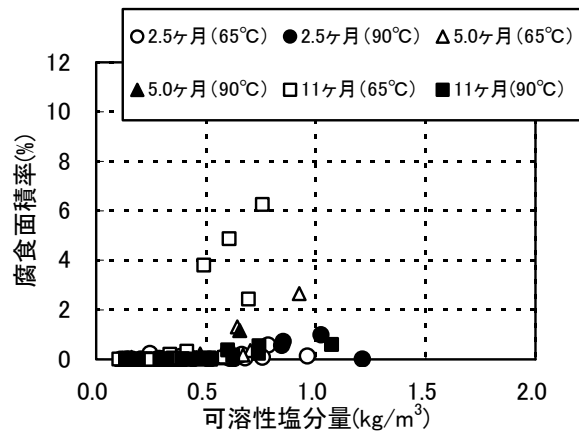


図 5.3.4 腐食面積率と可溶性塩分量の関係
(W/C=40%)

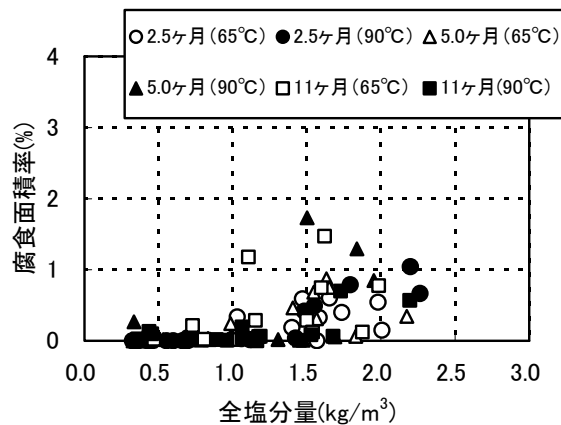


図 5.3.5 腐食面積率と全塩分量の関係
(W/C=50%)

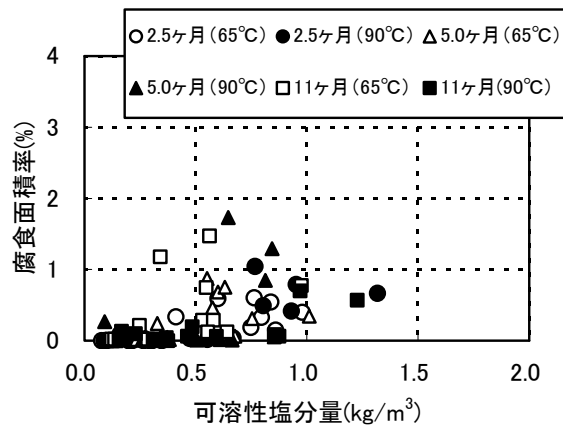


図 5.3.6 腐食面積率と可溶性塩分量の関係
(W/C=50%)

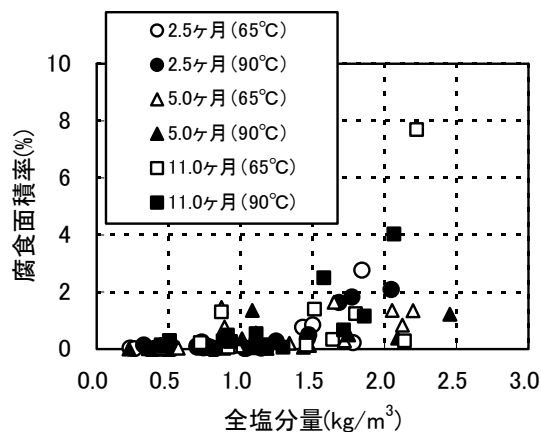


図 5.3.7 腐食面積率と全塩分量の関係
(W/C=60%)

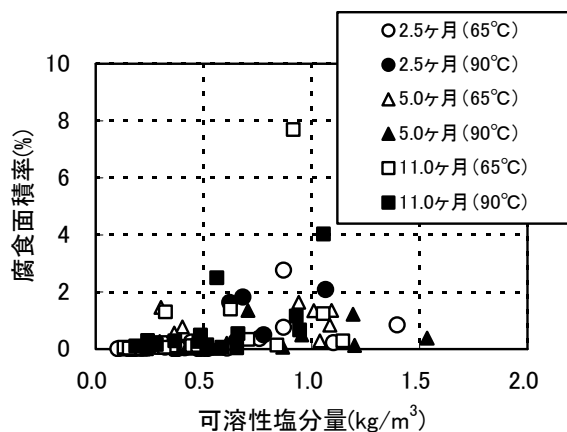


図 5.3.8 腐食面積率と可溶性塩分量の関係
(W/C=60%)

(2) 試験期間の影響

試験期間 2.5, 5.0, 11.0 ヶ月における腐食発生率と全塩分濃度の関係を図 5.3.9～図 5.3.11 に示す。また、試験期間と限界塩分濃度の関係を図 5.3.12 に示す。試験期間の増大による限界塩分濃度の低下の傾向は認められず、試験期間の影響は小さいと考えられる。よって、以降の検討では試験期間の区別は行わないこととした。

(3) 温度の影響

65℃, 90℃の各温度における腐食発生率と全塩分濃度の関係を図 5.3.13～図 5.3.14 に示す。また、温度と限界塩分濃度の関係を図 5.3.15 に示す。90℃における限界塩分濃度は 65℃の場合よりも大きい。温度が高くなると一般に腐食速度が増大するため、限界塩分濃度が小さくなることも予想されたが、65℃における限界塩分濃度は約 1.2kg/m³と常温と同程度、90℃では約 1.6kg/m³と常温よりも大きな値となった。今回の実験では、温度により限界塩分濃度が低下する可能性は小さいと考えられる。

北後らは、60℃の環境条件において限界塩分濃度の検討を行い、 $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ が 1.0 以上であれば、鉄筋は腐食しないと報告している⁸⁾。本研究ではコンクリートの pH の測定を行っていないが、通常のコンクリートの pH=12.5 を用いると、限界塩分濃度は 0.25kg/m³ 程度となる。仮に、コンクリートの pH が 13.4 まで増大すると、限界塩分濃度は約 1.5kg/m³ となる。しかし、細孔溶液中の水酸化カルシウムの溶解度は温度の上昇により低下することから、温度の上昇により pH が高くなる可能性は小さいと考えられる。ここで、図 5.3.13 と図 5.3.14 を比較すると、腐食発生率 80%における全塩分濃度は 90℃の方が高いが、全塩分濃度が 0.25kg/m³ と低い値に相当する腐食発生率は同程度であり、北後らの報告と矛盾しない。すなわち、腐食は一般に考えられている濃度よりも小さい濃度で生じ始め、この濃度は温度が高い場合でも大きく変わらないが、確率的に比較的高い割合で腐食発生を定義すると 90℃では腐食発生限界濃度が高くなると解釈できる。

(4) 水セメント比の影響

水セメント比(W/C) 40, 50, 60%における腐食発生率と全塩分濃度の関係を図 5.3.16～図 5.3.18 に示す。また、水セメント比と限界塩分濃度の関係を図 5.3.19 に示す。水セメント比が大きくなると限界塩分濃度は大きく低下し、特に、水セメント比 60%の場合に顕著である。一方、コンクリート中の塩分は単位セメント量の 0.4%程度までフリーデル氏塩等によりコンクリートに固定化されるとの報告もあることから、各 W/C の試験体の配合から単位セメント量の 0.4%を算出し、限界塩分濃度と比較した。図 5.3.20 に示すように、W/C=60%を除けば、限界塩分濃度と単位セメント量の 0.4%の値はほぼ一致しており、常温と同程度の割合で塩分の固定化が生じていると考えられる。

(5) 限界塩分濃度の温度依存性(総合評価)

以上を総合的に考えると、温度 65℃～90℃の範囲では、温度が高くなっても限界塩分濃度は低下せず、水セメント比が50%以下であれば、常温における値 1.2kg/m³を高温コンクリート中の鉄筋腐食の限界塩分濃度と見なしてもよいと考えられる。なお、可溶性塩分濃度と腐食発生率との関係も検討したが、明確な関係は得られなかった。全塩分濃度の方が可溶性塩分濃度よりも高いので安全側の評価となり問題はないと考えられる。

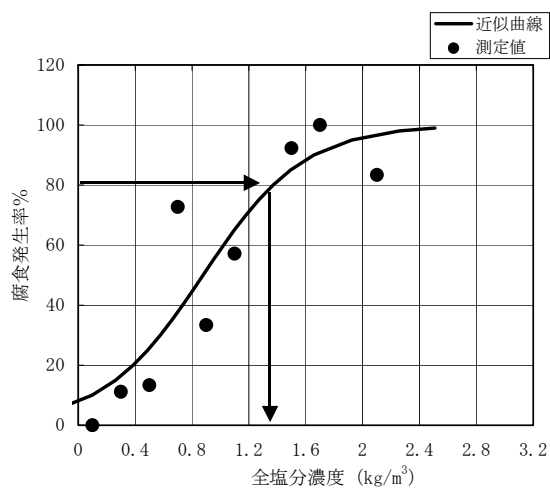


図 5.3.9 2.5 ヶ月における腐食発生率と全塩分濃度の関係

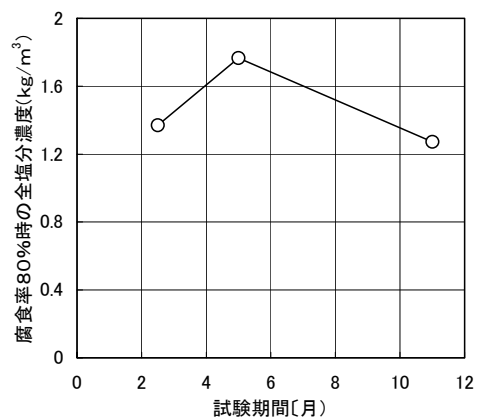


図 5.3.12 試験期間と限界塩分濃度の関係

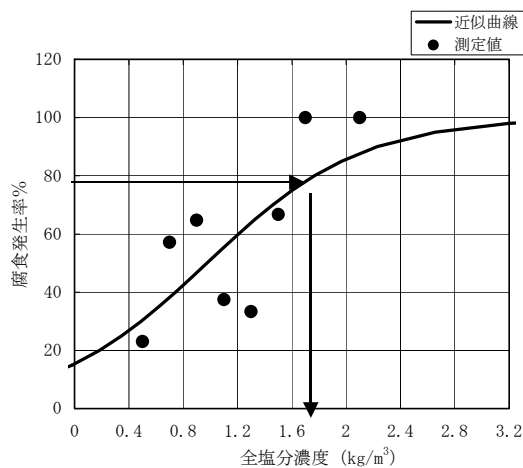


図 5.3.10 5.0 ヶ月における腐食発生率と全塩分濃度の関係

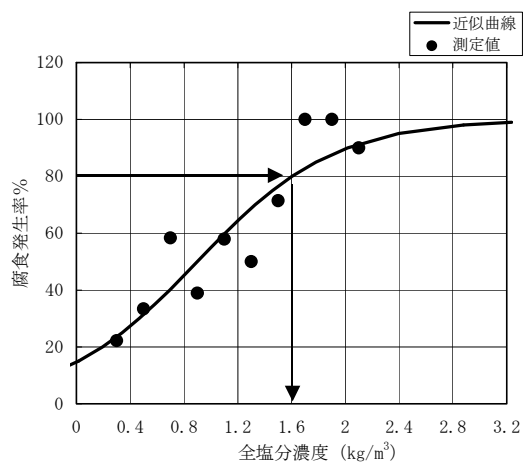


図 5.3.13 90°Cにおける腐食発生率と全塩分濃度の関係

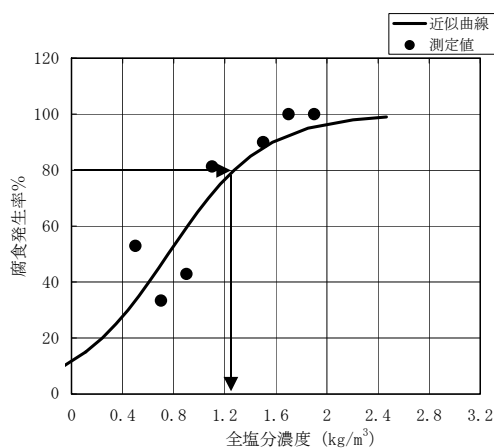


図 5.3.11 11.0 ヶ月における腐食発生率と全塩分濃度の関係

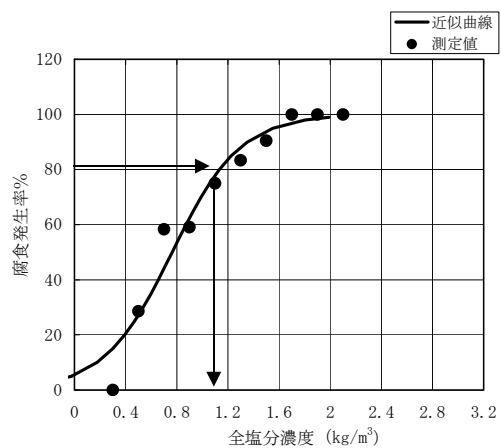


図 5.3.14 65°Cにおける腐食発生率と全塩分濃度の関係

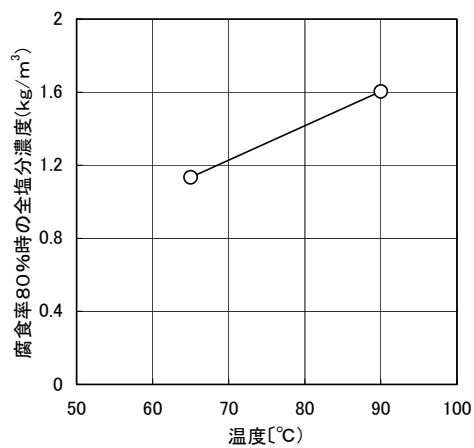


図 5.3.15 温度と限界塩分濃度の関係

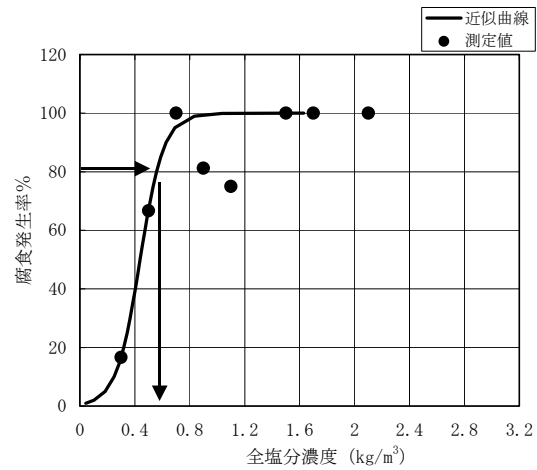


図 5.3.18 水セメント比 60%の腐食発生率と全塩分濃度の関係

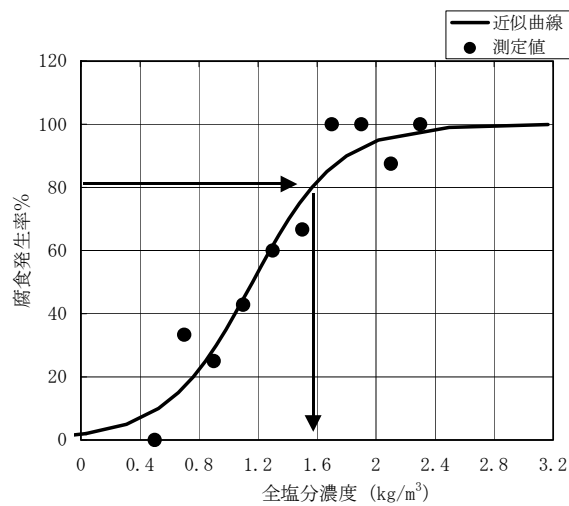


図 5.3.16 水セメント比 40%の腐食発生率と全塩分濃度の関係

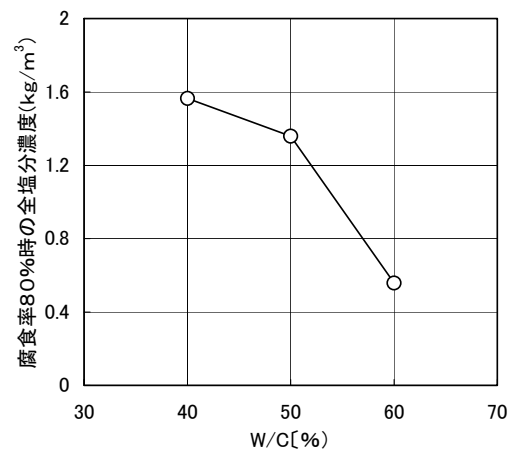


図 5.3.19 水セメント比と限界塩分濃度の関係

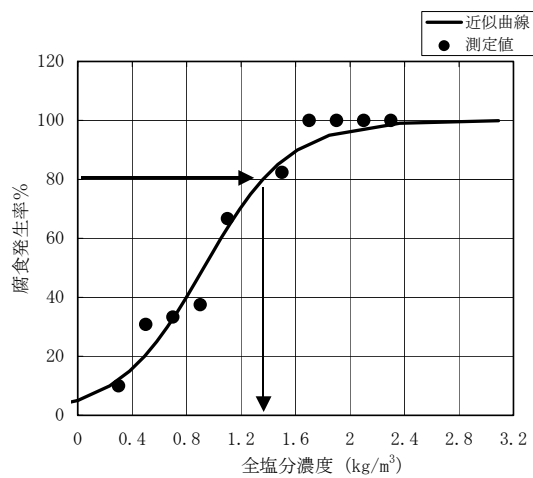


図 5.3.17 水セメント比 50%の腐食発生率と全塩分濃度の関係

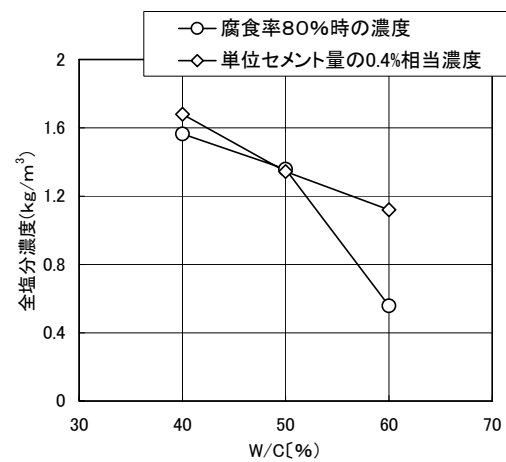


図 5.3.20 水セメント比と限界塩分濃度の関係
(単位セメント量の 0.4%との比較)

5.4 本章のまとめ

本章では、高温下での塩化物イオンの拡散係数、ならびに鉄筋腐食の発生限界の塩化物イオン濃度を評価した。まず、高温下での塩化物イオンの拡散係数評価では、拡散セル方式、浸漬方式の2種類の試験装置を製作し、これらの装置を用いて、25～90℃の範囲で、コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数に与える温度および W/C (40～60%) の影響を評価した。次に、塩分を混入したコンクリート試験体を用いて、65℃および 90℃の雰囲気での鉄筋腐食実験を行い、鉄筋腐食発生限界塩分濃度に対する温度の影響を評価した。

本章で得られた結果をまとめると次のようである。

- (1) 温度上昇にともない、コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数は著しく増大する。温度と拡散係数の関係は、アレニウスプロットで表すと概ね線形関係となり、傾きを表す活性化エネルギーの値は、35～46kJ/mol 程度である。
- (2) 水セメント比が小さいコンクリートほど、拡散係数は小さくなる傾向があり、温度が高くなってもその傾向は変わらない。
- (3) 得られる拡散係数の値は、拡散セル方式の方が、浸漬方式よりも非常に小さい。この原因の一つとして、拡散セル方式では、両セルの溶液の濃度差を拡散係数算出の際の濃度差と見なしていることが考えられた。両面のコンクリート表層部分の塩分濃度の差を濃度差と考えると、浸漬方式で得られる拡散係数の値に近づく傾向がある。
- (4) 安全側の評価とするため、温度依存性の若干大きい浸漬方式の試験結果に基づき、温度依存性を考慮した拡散係数評価式を提案した。
- (5) 同一塩分濃度における鉄筋の腐食発生率(腐食した鉄筋の割合)を評価指標として用いると、常温(試験前)の腐食発生限界塩分濃度 1.2kg/m³に対応する腐食発生率は 80%程度であることが分かった。
- (6) 腐食発生率 80%に対応する塩分濃度を腐食発生限界塩分濃度と考えると、65℃で約 1.2kg/m³、90℃で約 1.6kg/m³ であり、温度の高い方が大きな値であり、温度による腐食発生限界塩分濃度の低下は認められなかった。
- (7) コンクリートの水セメント比が大きくなると、腐食発生限界塩分濃度は低下する傾向にあるが、この濃度は単位セメント量のほぼ 0.4%に相当する。この値は、常温におけるフリーデル氏塩等によるコンクリート中の塩分の固定化の最大値と考えられている値と同程度である。
- (8) 試験結果を総合的に考えると、鉄筋の腐食発生の限界塩分濃度に対する温度の影響は小さいと考えられる。すなわち、常温で通常用いられる 1.2kg/m³を90℃までの高温での評価においても用いることができると考えられる。

なお、本章の一部は、経済産業省からの委託研究の成果⁹⁾の一部である。

参考文献

- 1) 通産省:コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準、通産省告示 452 号、1990
- 2) C. L. Page, N. R. Short and A. El Tarras, Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes, Cement and Concrete Research, Vol. 11, No. 3 pp.395-406, 1981
- 3) L. Tang, Electrically Accelerated Methods for Determining Chloride Diffusivity in Concrete - Current Development, Magazine of Concrete Research, Vol. 48, No. 176, pp. 173-179, 1996
- 4) P. Sandberg, L. Tang, and A. Andersen, Recurrent Studies of Chloride Ingress in Uncracked Marine Concrete at Various Exposure Times and Elevation, Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 10, pp.1489-1503, 1998
- 5) S. Helland, Service Life of Concrete Offshore Structures, Structural Concrete, Vol.2, No.3, 2001
- 6) S. Goto, and D. M. Roy, Diffusion of Ions Through Hardened Cement Pastes, Cement and Concrete Research, Vol. 11, pp.751-757, 1981
- 7) R. J. Detwiler, K. O. Kjellsen and O. E. Gjorv, Resistance to Chloride Intrusion of Corrosion Cured at Different Temperatures, ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1, pp. 19-24, 1991
- 8) 北後征雄・芦田公伸・菊田憲弘・宮川豊章:電気化学的手法によるコンクリートの改質と補修効果に関する実証的研究, 土木学会論文集、No.641, V-46, pp.101-115, 2000. 2
- 9) 電力中央研究所:経済産業省受託研究 平成12年度 リサイクル燃料資源貯蔵技術確証試験(コンクリートモジュール貯蔵技術確証試験)報告書、2001.

第6章 臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計・維持管理手法の例示

6.1 はじめに

前章までは、鉄筋腐食の非破壊検査手法、鉄筋腐食の進行評価手法、温度を考慮した塩分浸透・腐食発生評価手法など、コンクリート構造物の塩害に対する設計・維持管理に関する要素技術について検討した。本章では、これらの要素技術と既往の知見・技術を組み合わせて、臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計あるいは維持管理を行う方法を具体的に例示する。設計および維持管理で考慮する劣化の限界状態は、鉄筋の腐食が発生した後、コンクリートにひび割れが生じる状態とした。設計では温度を考慮したコンクリート構造物の塩害評価方法の例を示す。維持管理では、交流インピーダンス法による鉄筋腐食速度の非破壊検査手法を用いた維持管理方法の例を示す。

6.2 設計・維持管理手法の基本的な考え方

6.2.1 塩害に対する設計の基本的な考え方

(1) 設計の手順

ひび割れの発生を限界状態とした塩害に対する設計の手順を図 6.2.1 に示す。手順は、①設計条件の設定、②鉄筋の腐食進行の評価、③ひび割れ発生限界腐食量の評価、④ひび割れ発生に対する照査、で構成される。

(2) 設計条件の設定

設計条件は、環境条件、構造物の諸元、予定供用期間に関する諸条件を設定する。環境条件では、海岸からの距離、環境あるいはコンクリートの温度、環境の湿度、降雨間隔を設定する。構造物の諸元では、コンクリートの水セメント比、かぶり、セメントの種類、鉄筋径を設定する。また、予定供用期間に基づき、構造物の設計耐用期間を設定する。

(3) 鉄筋の腐食進行評価

(a) 表面塩化物イオン濃度の評価

鉄筋の腐食進行評価では、まず、海岸からの距離に応じた表面塩化物イオン濃度 C_0 (表面塩分量) を求める。表面塩化物イオン濃度は海岸からの距離と関係があり、土木学会では次の関係を用いている¹⁾。ここでもこの関係を用いる。

表 6.2.1 コンクリート表面の塩化物イオン濃度 C_0 (kg/m³)

飛沫帯	海岸からの距離 (km)				
	汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5

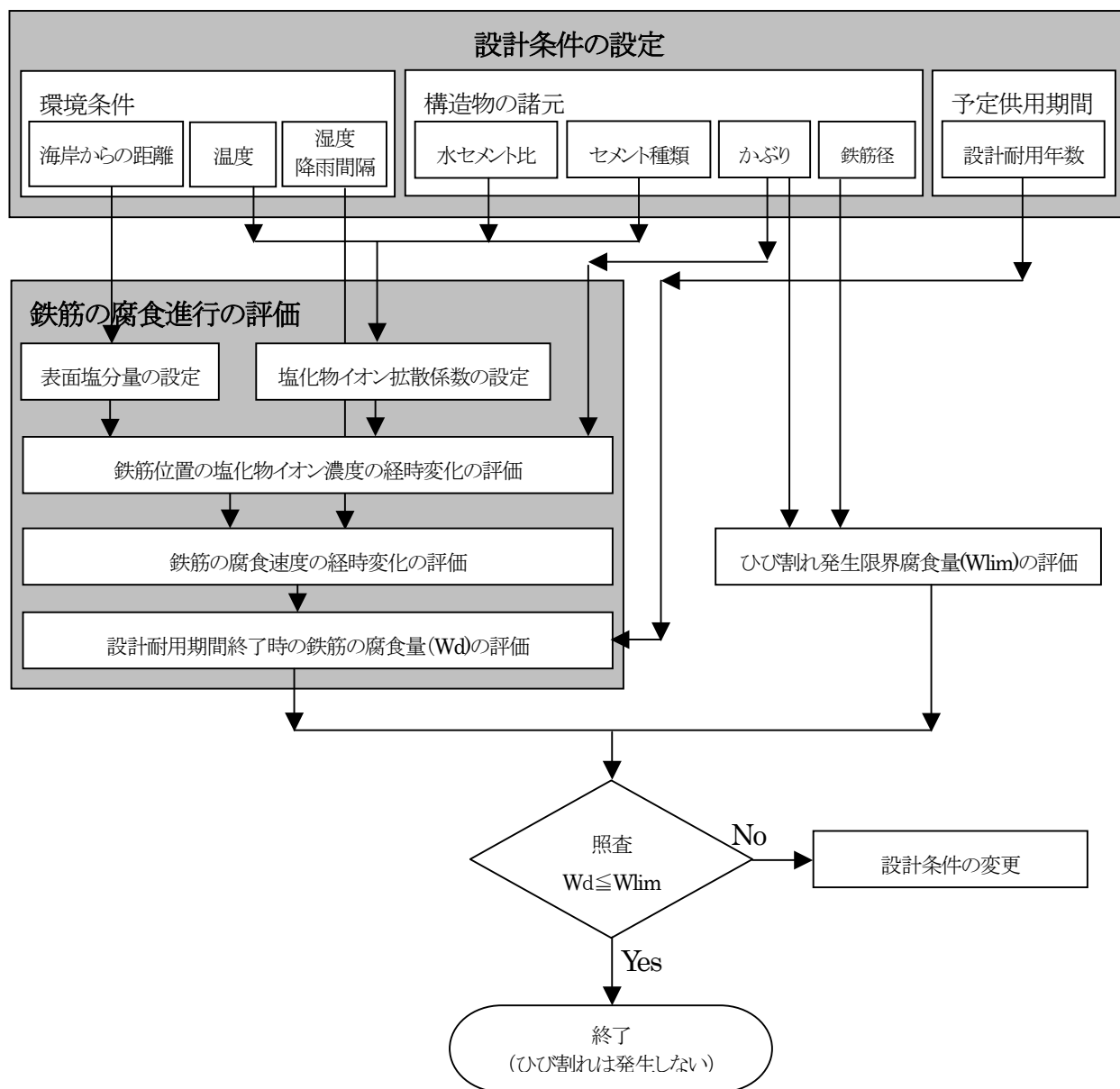


図 6.2.1 ひび割れ発生を限界状態とした塩害に対する設計方法の手順

(b) 塩化物イオン拡散係数の評価

塩化物イオン拡散係数の評価では、土木学会²⁾が用いている式(6.2.1)を用いる。環境あるいはコンクリートの温度が高温の場合は、本研究で提案した式(6.2.2)を用いて、水セメント比、温度に応じた塩化物イオン拡散係数(cm^2/sec)を求める。

$$\log D_{\text{Cl}} = 4.5 (W/C)^2 + 0.14 (W/C) - 8.47 \quad (6.2.1)$$

ここに、 D_{Cl} :塩化物イオン拡散係数(cm^2/sec)、 W/C :水セメント比

$$\log(D) = -A \cdot X + B, \quad X = \frac{1}{T} \cdot 1000 \quad (6.2.2)$$

ここに、D:塩化物イオン拡散係数(cm²/sec), T:絶対温度(K)

A:定数(W/C=40%の場合 2.27, 50%の場合 1.90, 60%の場合 1.90)

B:定数(W/C=40%の場合 0.05, 50%の場合-0.79, 60%の場合-0.28)

(c) 鉄筋位置塩化物イオン濃度の経時変化評価

表面塩化物イオン濃度 C_o 、塩化物イオン拡散係数 D_{cl} ならびにかぶり L を用いて、式(6.2.3)により、設計耐用期間における鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経時変化を求める。時間刻みは1日(86400sec)とする。

$$C = C_o(1 - \operatorname{erf}(\frac{L}{\sqrt{D_{cl} t_T}})) \quad , \quad \operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta \quad (6.2.3)$$

ここに、C:鉄筋位置における塩化物イオン濃度(kg/m³)

C_o :コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m³),

L :かぶり(cm),

D_{cl} :塩化物イオン拡散係数(cm²/sec),

t_T :供用開始からの時間(sec)

(d) 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価

供用開始から予定供用期間終了時まで、1日刻みで、鉄筋の腐食速度を評価する。ある日の鉄筋の腐食速度は、同日の塩化物イオン濃度 C 、コンクリート抵抗の逆数 R_{Rc} を用いて、式(6.2.4)により求める。コンクリート抵抗の逆数 R_{Rc} は、降雨からの日数 t_d 、かぶり L 、湿度 H を用いて、式(6.2.5)により求める。

$$\begin{aligned} \log V_{\text{corr}} &= 33.1 \cdot (R_{Rc}) + Y & (R_{Rc} \leq 0.04) \\ \log V_{\text{corr}} &= 33.1 \times 0.04 + Y & (R_{Rc} \geq 0.04) \\ Y &= 0.457 \cdot C - 9.79 & (C \leq 6.89 \text{ kg/m}^3) \\ Y &= -6.64 & (C \geq 6.89 \text{ kg/m}^3) \end{aligned} \quad (6.2.4)$$

ただし、 $C < 1.20 \text{ kg/m}^3$ の場合は、 $V_{\text{corr}} = 0$ とする。

ここに、 V_{corr} :腐食速度(mg/cm²/sec)

R_{Rc} :コンクリート抵抗の逆数(1/ Ω)

Y :コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値

C :鉄筋位置における塩化物イオン濃度(kg/m³)

$$\log((R_{Rc})_{L,H}) = A + B_{L,H} \sqrt{t_d}$$

$$B_{L,H} = -0.07744 + 0.00180 \cdot L + 0.00037 \cdot H \quad (6.2.5)$$

ここに、 $(R_{Rc})_{L,H}$:かぶり L および相対湿度 H におけるコンクリート抵抗の逆数(1/ Ω)

t_d : 降雨からの経過日数(日)

A: 定数($=-1.216(\log(1/\Omega))$)

$B_{L,H}$: かぶりLおよび相対湿度Hにおける定数($\log(1/\Omega)/\sqrt{\text{日}}$)

L: かぶり(cm)

H: 相対湿度(%)

(e) 設計耐用期間終了時の鉄筋腐食量の評価

1日刻みで求めた腐食速度を式(6.2.6)のように、設計耐用期間で時間積分し、設計期間終了時の鉄筋腐食量 W_d を求める。

$$W_d = \int_0^T V_{corr} dt \quad (6.2.6)$$

ここに、T: 構造物の設計耐用期間

W_d : 設計耐用期間終了時の鉄筋腐食量,

(4) ひび割れ発生限界腐食量の評価

一方、コンクリートにひび割れが生じる限界の鉄筋腐食量は、床板形状構造物の場合で、鉄筋間隔が十分に確保されている場合には、かぶりと鉄筋径の比に比例し、式(6.2.7)で表されるとする報告例がある³⁾。この式の適用性は十分に検討されてはいないが簡便性を重視して用いることとする。式(6.2.7)により、ひび割れ発生限界腐食量を評価する。

$$W_{lim} \doteq 10 \cdot (L/d) \quad (6.2.7)$$

ここに、 W_{lim} : ひび割れ発生限界腐食量(mg/cm^2)、L: かぶり(cm)、d: 鉄筋径(cm)

(5) ひび割れ発生の照査

式(6.2.8)に示すように、設計耐用期間終了時の鉄筋の腐食量 W_d が、ひび割れ発生限界腐食量 W_{lim} 未満であれば、設計耐用期間において鉄筋腐食によるひび割れは生じず、照査は合格となる。

$$W_d < W_{lim} \quad (6.2.8)$$

6.2.2 塩害に対する維持管理の基本的な考え方

(1) 維持管理の手順

ひび割れの発生を限界状態とした塩害に対する維持管理の手順を図 6.2.2 に示す。手順は、①調査、②ひび割れ発生時期の評価、③ひび割れ発生に対する照査、で構成される。

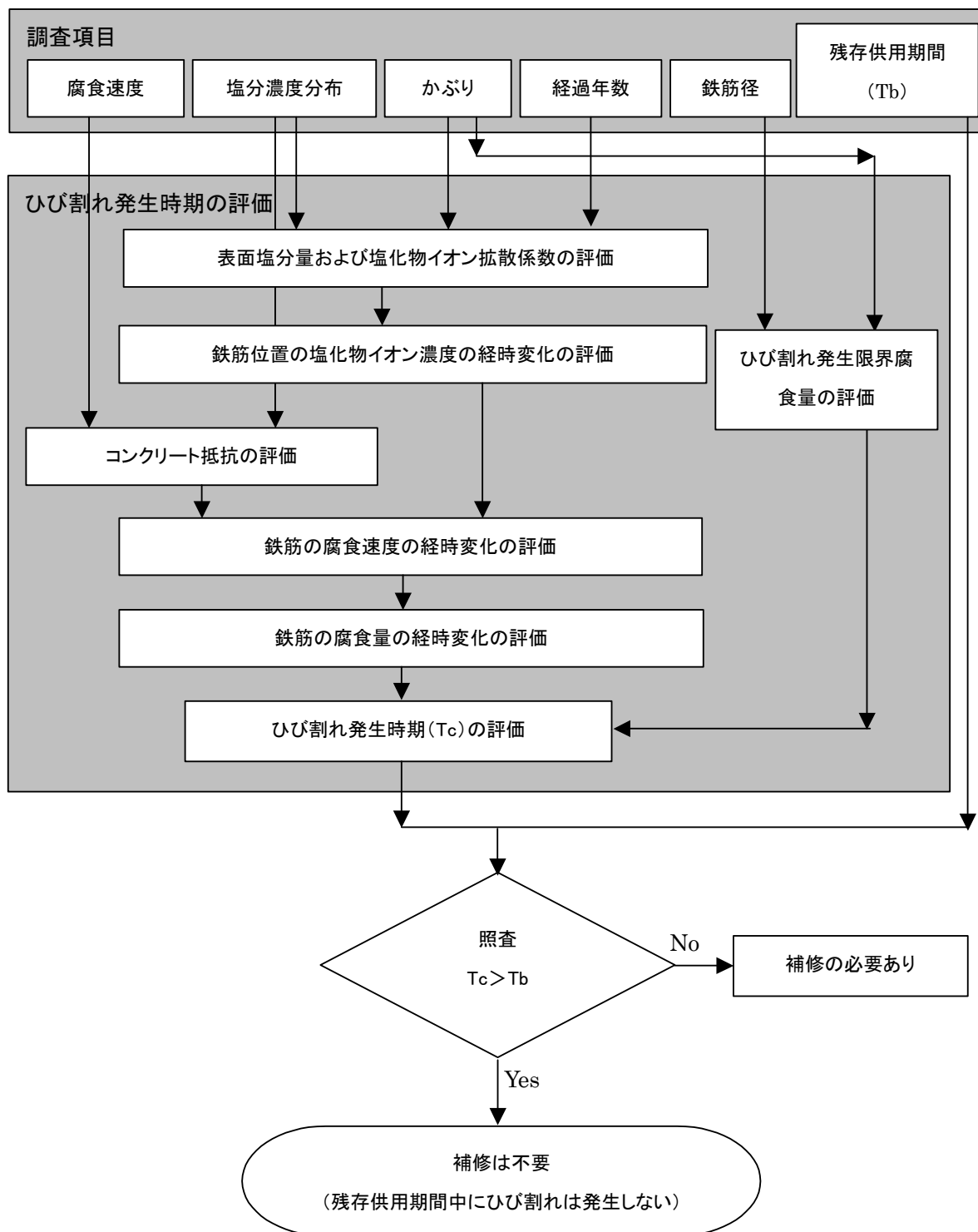


図 6.2.2 ひび割れ発生を限界状態とした塩害に対する維持管理法の手順

(2) 詳細点検(調査等による状態把握)

詳細点検(調査)は、①鉄筋の腐食速度、②塩化物イオン濃度の深さ方向分布、③かぶり、④経過年数、⑤鉄筋径、⑥残存供用期間(Tb)のそれぞれについて行い、次の方法を基本とする。

①鉄筋の腐食速度

交流インピーダンス法を用いて鉄筋の腐食速度を推定する(第3章に示した方法)。

②塩分濃度分布

構造物からコアを採取し、深さ方向にスライスした試料を電位差滴定法⁴⁾などにより分析し、含有塩分量の深さ方向分布を求める。

③かぶり

はつりによる目視、鉄筋探査計などの実測調査、あるいは設計図書などから、鉄筋のかぶりを求める。

④経過年数

設計図書などから、構造物の供用開始時期を調べ、経過年数を求める。

⑤鉄筋径

はつりによる目視、鉄筋探査計などの実測調査、あるいは設計図書などから、鉄筋径を求める。

⑥残存供用期間(Tb)

構造物の所有者が今後予定している供用期間を求める。

(3) ひび割れ発生時期の評価

(a) 表面塩分量および塩化物イオン拡散係数の評価

深さ方向の塩分濃度分布から、塩化物イオン拡散係数を求める。算出方法には第5章に示した正規確率紙を用いた次の方法がある。

まず、表面に最も近い試料の塩分濃度を表面塩化物イオン濃度 C_0 とする。次に、正規確率紙上で、横軸に表面からの距離 x 、縦軸に累積確率 $1 - \frac{C(x)}{2C_0}$ を与える標準正規確率変数 β をとり、勾配から次式により拡散係数 D を算出する。

$$\frac{1}{\sqrt{2D_{Cl}t}} = \beta \quad (6.2.9)$$

ここに、 β : 勾配, D_{Cl} : 塩化物イオンの拡散係数, t : 経過年数

(b) 鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経時変化の評価

表面塩化物イオン濃度 C_0 、塩化物イオン拡散係数 D_{Cl} ならびにかぶり L を用いて、式(6.2.10)により、設計耐用期間における鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経時変化を求める。時間刻みは1日(86400sec)とする。

$$C = C_0 \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{L}{\sqrt{D_{Cl}t_T}}\right)\right) \quad , \quad \operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta \quad (6.2.10)$$

ここに、 C : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m³)

C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度 (kg/m³),

L : かぶり (cm),

D_{Cl} : 塩化物イオン拡散係数 (cm²/sec),

t_T : 供用開始からの時間 (sec)

(c) コンクリート抵抗の評価

交流インピーダンス法により推定された腐食速度および鉄筋位置の塩化物イオン濃度から、式(6.2.4)を変形した次式によりコンクリート抵抗の逆数を算出する。

$$\begin{aligned} R_{Rc} &= (\log V_{corr} - Y) / 33.1 \\ Y &= 0.457 \cdot C - 9.79 & (C \leq 6.89 \text{ kg/m}^3) \\ Y &= -6.64 & (C \geq 6.89 \text{ kg/m}^3) \end{aligned} \quad (6.2.11)$$

ただし、 $R_{Rc} \geq 0.04$ の場合は、 $R_{Rc} = 0.04$ とする。

ここに、 V_{corr} :腐食速度 ($\text{mg/cm}^2/\text{sec}$)

R_{Rc} :コンクリート抵抗の逆数 ($1/\Omega$)

Y :コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値

C :鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

(d) 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価

設計の場合と同様に、供用開始から予定供用期間終了時まで、1日刻みで、鉄筋の腐食速度を評価する。ある日の鉄筋の腐食速度は、同日の塩化物イオン濃度 C 、コンクリート抵抗の逆数 R_{Rc} を用いて、式(6.2.12)により求める。ただし、コンクリート抵抗の逆数 R_{Rc} は変化しないと仮定する。本来、乾燥等によりコンクリート抵抗は経時的に変化すると考えられるが、一回の調査結果からこの変化の程度を推定することは難しい。このため、ここでは一定と仮定した。定期的な調査により複数のデータが得られる場合には、なんらかの方法で変化を考慮する方法も考えられる。

$$\begin{aligned} \log V_{corr} &= 33.1 \cdot (R_{Rc}) + Y & (R_{Rc} \leq 0.04) \\ \log V_{corr} &= 33.1 \times 0.04 + Y & (R_{Rc} \geq 0.04) \\ Y &= 0.457 \cdot C - 9.79 & (C \leq 6.89 \text{ kg/m}^3) \\ Y &= -6.64 & (C \geq 6.89 \text{ kg/m}^3) \end{aligned} \quad (6.2.12)$$

ここに、 V_{corr} :腐食速度 ($\text{mg/cm}^2/\text{sec}$)

R_{Rc} :コンクリート抵抗の逆数 ($1/\Omega$) (一定)

Y :コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値

C :鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

(e) 鉄筋の腐食量の経時変化の評価

設計の場合と同様に、1日刻みで求めた腐食速度を式(6.2.13)のように時間積分し、設計期間終了までの各経過年 T_m 時の鉄筋腐食量 W_m を求める。

$$W_m = \int_0^{T_m} V_{corr} dt \quad (6.2.13)$$

ここに、 T_m :構造物の経過年、 W_m :設計耐用期間における各経過年の鉄筋腐食量

(f) ひび割れ発生限界腐食量の評価

設計の場合と同様に、次式によりひび割れ発生限界腐食量を求める

$$W_{lim} \doteq 10 \cdot (L/d) \quad (6.2.14)$$

ここに、 W_{lim} : ひび割れ発生限界腐食量(mg/cm^2), L : かぶり(cm), d : 鉄筋径(cm)

(g) ひび割れ発生時期の評価

鉄筋腐食量の経時変化とひび割れ発生限界腐食量を比較し、腐食量がひび割れ発生限界腐食量を超える経過年を求め、これから評価時の経過年数を引いた年数をひび割れ発生時期(T_c)とする。

(4) 照査

照査は、ひび割れ発生時期(T_c)と残存供用期間(T_b)を比較し、次式を満たせば供用期間中にひび割れが発生しないと判定され、補修の必要はないと判断される。満たさない場合はひび割れが発生する可能性があり、今後補修の必要があると判断される。

$$T_c > T_b \quad (6.2.15)$$

6.3 設計・維持管理手法の例示

6.3.1 設計の例示

(1) 設計例示の方針

ここでは、具体的な値を用いて、先に示した設計の手順に従って試算を行う。また、いくつかの設計条件については複数の値を設定し、その影響程度を調べる。

(2) 設計条件の設定

設計条件を表 6.3.1 のように設定する。温度、水セメント比、かぶりについては、変化した場合の影響を調べるために複数の値を設定した。

表 6.3.1 設計条件

項 目		条 件
環境条件	海岸からの距離(km)	0.25
	温度($^{\circ}\text{C}$)	20, 45, 65
	湿度(%)	60
	降雨間隔(日)	38
構造物の諸元	水セメント比(%)	40, 50, 60
	セメント種類	普通セメント
	かぶり(cm)	5, 10
	鉄筋径(cm)	1.9
予定供用期間	設計耐用年数(年)	40

(3) 鉄筋の腐食進行評価

(a) 表面塩化物イオン濃度の評価

海岸からの距離が 0.25km の場合の表面塩化物イオン濃度は、表 6.2.1 より、 3.0kg/m^3 と求められる。

(b) 塩化物イオン拡散係数の評価

普通セメントを用いたコンクリートの塩化物イオン拡散係数は、式(6.2.2)により、水セメント比、温度に応じて、表 6.3.2 のように求められる。

表 6.3.2 塩化物イオン拡散係数 (単位: cm^2/sec)

		水セメント比(%)		
		40	50	60
温度 (°C)	20	2.03×10^{-8}	5.35×10^{-8}	1.73×10^{-7}
	45	8.22×10^{-8}	1.73×10^{-7}	5.60×10^{-7}
	65	2.17×10^{-7}	3.90×10^{-7}	1.26×10^{-6}

(c) 鉄筋位置塩化物イオン濃度の経時変化評価

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経時変化は、式(6.2.3)より、図 6.3.1～図 6.3.6 のように求められる。

(d) 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価

供用開始から予定供用期間終了時までの鉄筋の腐食速度の経時変化は、式(6.2.4)および式(6.2.5)より求められる。計算結果の例を図 6.3.7～図 6.3.9 に示す。

(e) 設計耐用期間終了時の鉄筋腐食量の評価

腐食速度を式(6.2.6)により設計耐用期間で時間積分すると、表 6.3.3～表 6.3.4 のように求められる。

表 6.3.3 かぶり 5cm の場合の設計耐用期間(40年)終了時の鉄筋腐食量 (単位: mg/cm^2)

		水セメント比(%)		
		40	50	60
温度 (°C)	20	4.58	16.56	32.61
	45	22.28	32.61	48.26
	65	35.76	43.67	57.44

表 6.3.4 かぶり 10cm の場合の設計耐用期間(40年)終了時の鉄筋腐食量 (単位: mg/cm^2)

		水セメント比(%)		
		40	50	60
温度 (°C)	20	0	0	15.70
	45	5.37	15.70	33.66
	65	19.00	27.95	46.37

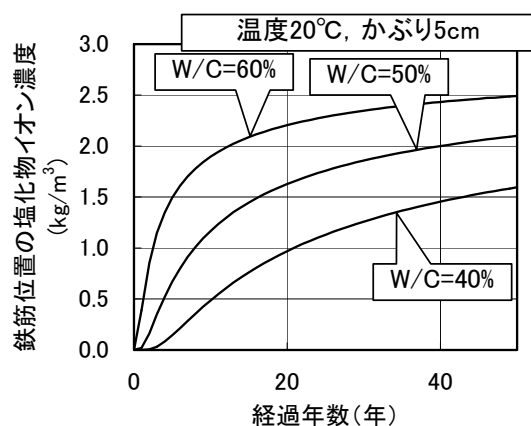


図 6.3.1 鉄筋位置の塩分濃度の経時変化
(温度 20°C、かぶり 5cm の場合)

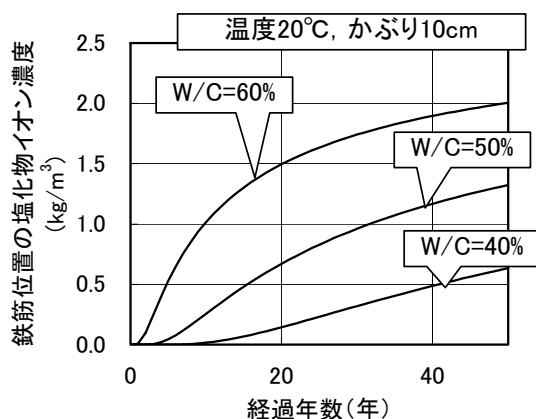


図 6.3.2 鉄筋位置の塩分濃度の経時変化
(温度 20°C、かぶり 10cm の場合)

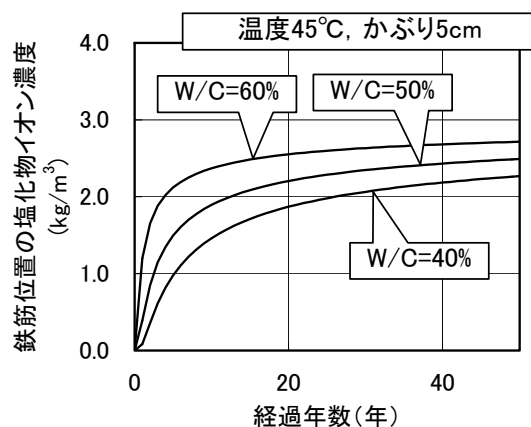


図 6.3.3 鉄筋位置の塩分濃度の経時変化
(温度 45°C、かぶり 5cm の場合)

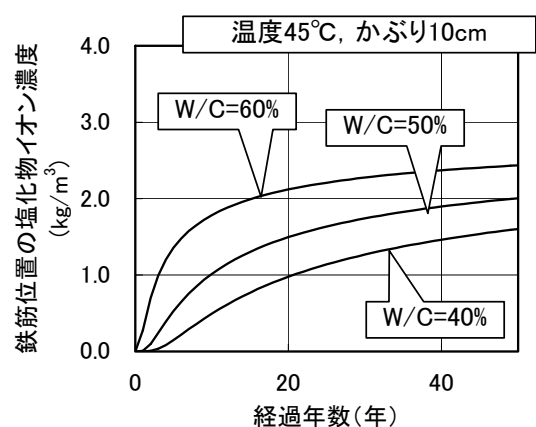


図 6.3.4 鉄筋位置の塩分濃度の経時変化
(温度 45°C、かぶり 10cm の場合)

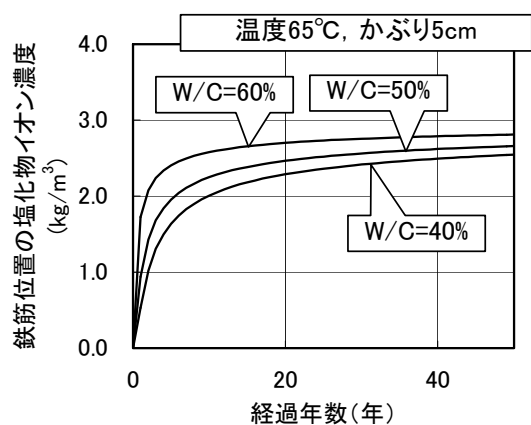


図 6.3.5 鉄筋位置の塩分濃度の経時変化
(温度 65°C、かぶり 5cm の場合)

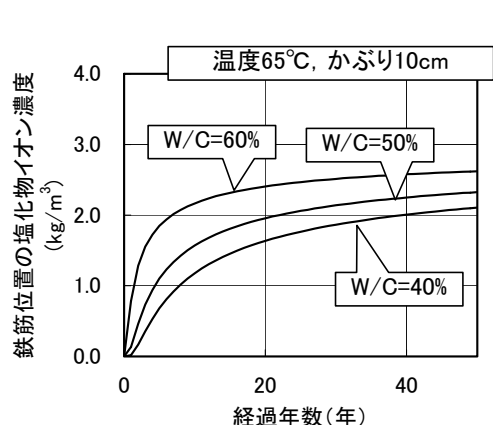


図 6.3.6 鉄筋位置の塩分濃度の経時変化
(温度 65°C、かぶり 10cm の場合)

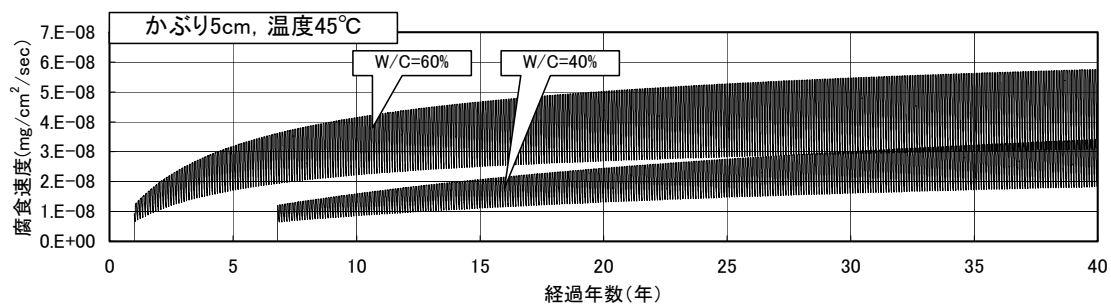


図 6.3.7 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価例(水セメント比の影響)

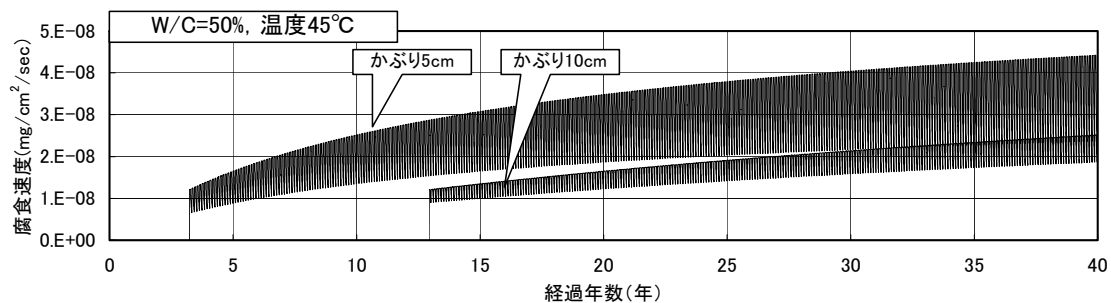


図 6.3.8 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価例(かぶりの影響)

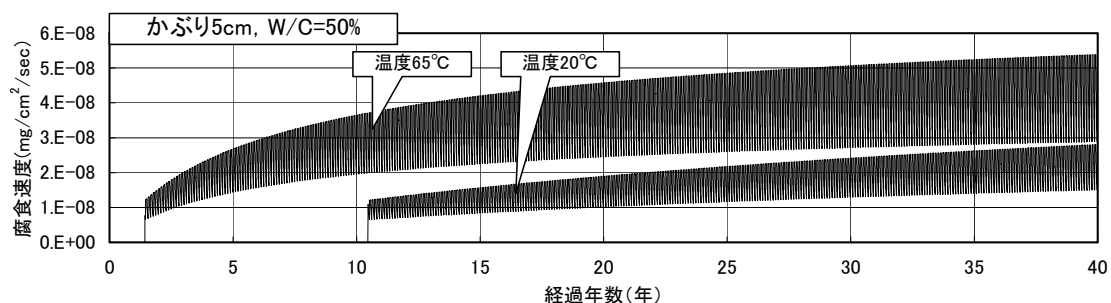


図 6.3.9 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価例(温度の影響)

(4) ひび割れ発生限界腐食量

ひび割れ発生限界腐食量は、式(6.2.7)より、表 6.3.5 のように求められる。

表 6.3.5 ひび割れ発生限界腐食量

かぶり (cm)	ひび割れ発生限界腐食量 (mg/cm ²)
5	26.32
10	52.63

(5) ひび割れ発生の照査

表 6.3.4 と表 6.3.5 の値を比較することにより、ひび割れ発生の照査を行う。照査結果を表 6.3.6 に示

す。かぶり10cmの場合には、温度、水セメント比に関わらず照査結果は全て合格となった。かぶり5cmの場合は、温度が低く、水セメント比が小さい場合を除いて、不合格となった。

表 6.3.6 設計におけるひび割れ発生の照査結果

かぶり (cm)	温度 (℃)	W/C (%)	設計耐用期間終了時の腐食量 (mg/cm ²)	ひび割れ発生 限界腐食量 (mg/cm ²)	照査結果
5	20	40	4.58	26.32	OK
		50	16.56		OK
		60	32.61		NG
	45	40	22.28		OK
		50	32.61		NG
		60	48.26		NG
	65	40	35.76		NG
		50	43.67		NG
		60	57.44		NG
10	20	40	0	52.63	OK
		50	0		OK
		60	15.70		OK
	45	40	5.37		OK
		50	15.70		OK
		60	33.66		OK
	65	40	19.00		OK
		50	27.95		OK
		60	46.37		OK

6.3.2 維持管理の例示

(1) 維持管理例示の方針

設計の例示と同様に、仮想の具体的な値を用いて先に示した維持管理の手順に従い試算を行う。

(2) 詳細点検結果(調査等による状態把握)のデータ

構造物の詳細点検(調査)により、表 6.3.7～表 6.3.8 に示すようなデータが得られたと仮定する。

表 6.3.7 詳細点検(調査)により得られた塩化物イオン濃度のデータの例

表面からの距離 (cm)	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	6.5	8.5	10.5	14.5
塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	7.2	6.1	5.4	4.9	4.3	3.3	2.4	1.7	0.7

表 6.3.8 詳細点検(調査)により得られたデータの例

項 目	腐食速度 (mg/cm ² /sec)	かぶり (cm)	経過年数 (年)	鉄筋径 (cm)	残存供用期間 (年)
調査結果	5.0×10 ⁻⁸	8.0	25	19	15

(3) ひび割れ発生時期の評価

(a) 表面塩分量および塩化物イオン拡散係数の評価

表面に最も近い試料の塩分濃度 7.2kg/m^3 を表面塩化物イオン濃度とする。次に、正規確率紙上で、横軸に表面からの距離、縦軸に累積確率を与える標準正規確率変数をとると、図 6.3.10 のようになる。勾配から式(6.2.9)を用いて、拡散係数は $4.86 \times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$ と算出される。

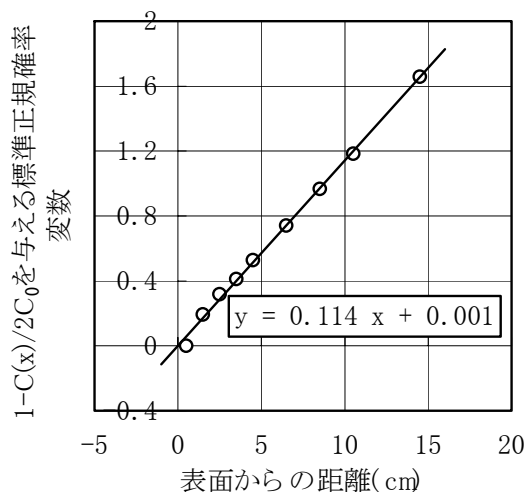


図 6.3.10 塩化物イオンの深さ方向分布の正規確率紙上への表示

表 6.3.9 評価された表面塩分量および拡散係数

表面塩分濃度 (kg/m^3)	拡散係数 (cm^2/sec)
7.2	4.86×10^{-8}

(b) 鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経時変化の評価

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経時変化は、式(6.2.10)により、図 6.3.11 のように求められる。また、調査時の鉄筋位置の塩分濃度は 2.60kg/m^3 と求められる。

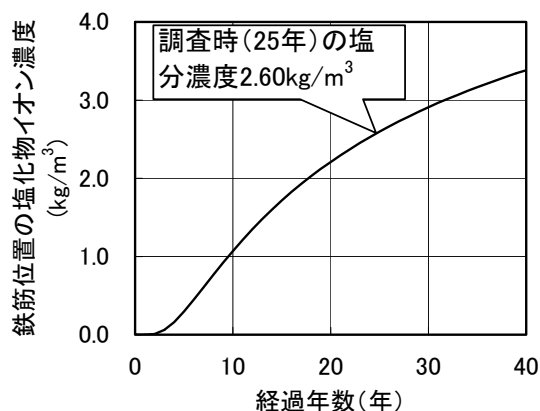


図 6.3.11 鉄筋位置塩化物イオン濃度の経年変化の評価結果

(c) コンクリート抵抗の評価

調査時の腐食速度および鉄筋位置の塩化物イオン濃度を用いて、式(6.2.11)より、コンクリート抵抗の逆数は 0.0393 と評価される。

(d) 鉄筋の腐食速度の経時変化の評価

供用開始から予定供用期間終了時までの鉄筋の腐食速度の経時変化は、式(6.2.12)より図 6.3.12 のように求められる。

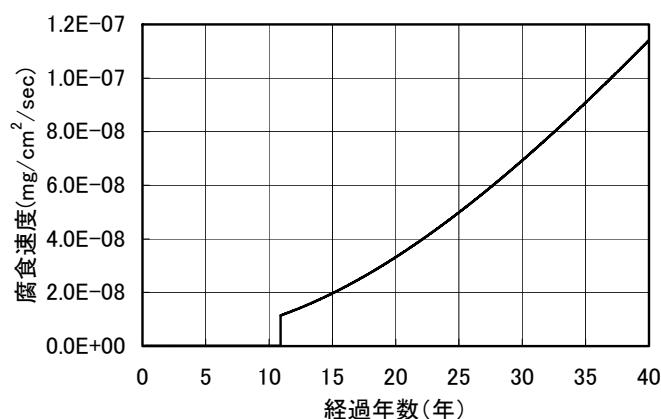


図 6.3.12 維持管理における鉄筋腐食速度の経年変化の評価結果

(e) 鉄筋の腐食量の経時変化の評価

鉄筋の腐食量の経年変化は、式(6.2.13)より、各経過年毎に求められ、図 6.3.13 のようになる。

(f) ひび割れ発生限界腐食量の評価

ひび割れ発生限界腐食量は、式(6.2.14)より、 42.11mg/cm^2 となる。

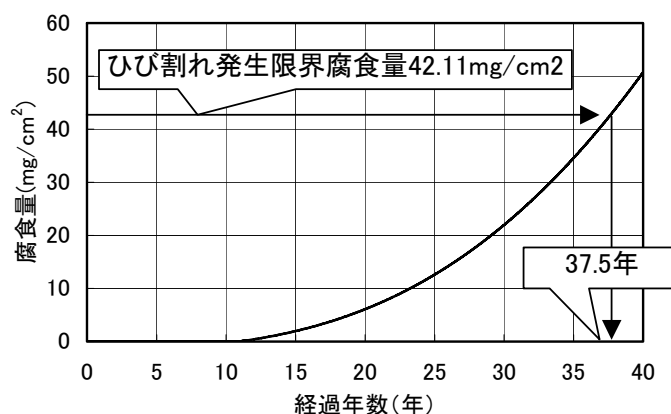


図 6.3.13 維持管理における鉄筋腐食量の経年変化の評価結果

(g) ひび割れ発生時期の評価

鉄筋の腐食量がひび割れ発生限界腐食量を超えるのは、図 6.3.13 より、供用開始後 37.5 年である。評価時点の経過年数 25 年を引いて、ひび割れ発生時期は $T_c=12.5$ 年後と求められる。

(4) 照査

ひび割れ発生時期 $T_c=12.5$ 年に対し、残存供用期間 $T_b=15$ 年であり、式 6.2.15 を満たさない。よって、残存供用期間中にひび割れが発生する可能性があり、今後、補修の必要があると判定される。

6.4 本章のまとめ

本章では、先ず、前章までに検討したコンクリート構造物の塩害に対する調査・評価の要素技術と、既往の知見・技術を組み合わせて、臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計および維持管理の方法をそれぞれ具体的に例示した。設計および維持管理における劣化の限界状態は鉄筋腐食によるひび割れ発生とした。次に、設計条件あるいは、詳細点検(調査)結果のデータを仮定して、設計・維持管理のそれぞれの手順に沿った試算を行い、例示した方法が手順として成立することを示した。

本章をまとめると次の通りである。

- (1) 塩害に対する設計の手順を例示した。手順は、①設計条件の設定、②鉄筋の腐食進行の評価、③ひび割れ発生限界腐食量の評価、④ひび割れ発生に対する照査、で構成される。このうち、②鉄筋腐食進行の評価では、第5章の温度を考慮した塩化物イオン拡散係数の評価式、ならびに第4章の鉄筋の腐食速度の評価式を取り入れた。これにより、鉄筋腐食によるひび割れ発生を限界状態とし、コンクリートの温度を考慮できる、従来よりも合理的な設計の考え方の一例を示すことができた。
- (2) 塩害に対する維持管理の手順を例示した。手順は、①詳細点検(調査)、②ひび割れ発生時期の評価、③ひび割れ発生に対する照査、で構成される。このうち、①詳細点検(調査)では、第3章の交流インピーダンス法による腐食速度検査の項目を取り入れ、また、②ひび割れ発生時期の評価では、第4章の鉄筋の腐食速度の評価式を取り入れた。これにより、ひび割れ発生を限界状態とした詳細点検(調査)、劣化予測、照査の一連の維持管理行為の流れを具体的に示すことができた。
- (3) 設計条件を仮定して、設計の手順に従って試算を行った。試算では、設計条件の内、水セメント比、かぶり、温度をパラメータとして扱った。試算の結果、一連の手順に従って照査を行うことができ、設計の手順として成立していることが示された。また、常温で合格となるかぶりでも、使用温度を高くする、あるいは、水セメント比を大きくすると、不合格となる場合があるが、かぶりを増大させることにより合格となるなど、現実的な設計の手順として十分に機能する可能性が認められた。
- (4) 詳細点検(調査)データを仮定して、維持管理の手順に従って試算を行った。試算の結果、一連の手順に沿った評価・照査を行うことができた。十分に検証されたとは言えないものの、計算から得られたひび割れ発生時期は現実的な値であり、維持管理の手順として使用できる可能性が高いことが示された。

第6章の参考文献

- 1) 平成 11 年版 コンクリート標準示方書「施工編」－耐久性照査型－, 土木学会, 2000
- 2) 平成 11 年版 コンクリート標準示方書「施工編」－耐久性照査型－改訂資料, 土木学会, 2000
- 3) コンクリート技術シリーズ 40 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その2)
－コンクリート委員会腐食防食小委員会(2期目)報告－, 土木学会, 2000
- 4) コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案)JCI-SC, 日本コンクリート工学協会, 1987

第7章 結論

本研究は、鉄筋コンクリート構造物の塩害に対する維持管理方法、設計方法に関わる検査、評価技術について調査・検討することを目的とした。

各章で得られた結果を以下に示し、本研究の結論とする。

第3章では、交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の鉄筋コンクリートへの適用について検討した。まず、2種類の周波数を用いた分極抵抗法について、得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 従来報告されているように、同じ環境条件の同じ仕様の鉄筋コンクリートであれば、分極抵抗の値から、測定された時点の鉄筋の腐食状態を定性的にはあるが、推定することが可能であることが確認された。
- (2) 分極抵抗を基に推定した鉄筋の腐食減量は、推定値が正の範囲では、かぶりに依らず、実測値と比較的よく一致し、分極抵抗は腐食速度の指標であることから、鉄筋の腐食速度をある程度推定できる見通しが得られた。

次に、2種類の周波数を用いた分極抵抗法では、分極抵抗の測定値が負の値を示すものが認められ、原因として、設定周波数が適切でないことが考えられたため、交流インピーダンス法による幅広い周波数を用いた腐食推定法の検討を行った。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 低周波数側の半円の直径の逆数の時間積分値と、腐食減量との間に線形関係が認められ、低周波数側に現れる半円の直径が分極抵抗を表していると考えられた。
- (2) 腐食面積、ならびに腐食減量と、測定される分極抵抗の逆数は相関性があり、逆数が小さい程、腐食程度は大きくなる傾向があり、インピーダンス測定時の腐食状態の定性的な推定が行える可能性があることが再度確認された。
- (3) 対極と同程度の長さの鉄筋に対しては、腐食速度、腐食減量をともに精度良く推定できる。また、対極の6倍の長さの鉄筋に対しては、腐食減量を良好に推定でき、腐食速度についても推定可能である見通しが得られた。
- (4) 対極の設置面により分極抵抗の値は影響を受け、かぶりの大きな面からの測定値は、最もかぶりの小さい面からの測定値よりも大きくなる傾向が認められ、推定される腐食速度、腐食減量はともに実測値よりも小さめの値となる傾向にある。
- (5) 腐食面積の大きな部分に近い面から測定した分極抵抗の逆数ほど大きくなる傾向があり、測

定面に近い鉄筋部分に比較的多くの電流が流れているためと考えられた。

最後に、交流インピーダンス法の自然環境での適用について、全国3地点の海岸に暴露した鉄筋コンクリートはり試験体に適用し、鉄筋の腐食減量の推定手法について検討した。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 各地点で測定したインピーダンス軌跡は、暴露期間が経過し、試験体にひび割れが生じ、腐食が著しく進行しても2つの半円が連続した形状であり、良好にインピーダンスを測定できる。
- (2) 2種類の周波数を用いた分極抵抗法で負の値が得られた原因は、設定した周波数が適切ではなかった可能性が高いことが分かり、コンクリート抵抗を適切に除去するためには周波数を変化させることが必要と考えられた。
- (3) 分極抵抗の逆数の時間積分値と腐食減量の間に概ね線形関係が認められ、比例定数 0.0109 が得られた。
- (4) 腐食量の比較的少ない範囲では、比例定数0.0109を用いると時間積分値が小さな値となり、この理由として、ひび割れの発生前では腐食反応が酸素の拡散律速となることが考えられ、第4章で得られたひび割れ発生前の比例定数 0.0337 を用いることにより、良好な推定値を得ることができた。
- (5) 本検討の範囲では、暴露地点、鉄筋の位置、使用材料、に係わらず、鉄筋の腐食減量を概ね良好に推定でき、自然環境中での交流インピーダンス法の適用性は十分に高いと考えられた。

第4章では、海岸近くの大気中（塩分の飛来は受けるが直接海水に接しない環境）に位置する鉄筋コンクリート構造物を対象として、鉄筋腐食進行評価、ならびに予測手法の検討を行った。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 埋設電極を用いた交流インピーダンス法により、腐食速度を比較的精度良く測定できる。
- (2) 塩化物イオン濃度が腐食速度に及ぼす影響は非常に大きい。また、腐食速度は時間経過とともに小さくなる傾向が認められた。
- (3) 鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数が小さい範囲では、一定塩化物イオン濃度下の腐食速度の対数値と鉄筋近傍のコンクリート抵抗の逆数との間には強い正の相関関係が認められた。ある程度乾燥したコンクリート中の鉄筋腐食速度はコンクリート抵抗に支配されていると考えられた。
- (4) コンクリート抵抗の逆数は時間経過にしたがい減少し、この減少傾向はかぶりが小さいほど、相対湿度が小さいほど強い傾向があり、塩化物イオン濃度の影響は大きくない。コンクリート抵抗の逆数の時間経過に従う減少はコンクリートの乾燥による水分量の減少が主な原因

と考えられた。

- (5) 本実験の範囲では腐食速度は塩化物イオン濃度とコンクリートの抵抗の逆数に支配され、コンクリート抵抗の逆数は相対湿度、かぶり、経過時間により表されと考えられ、腐食評価実験の結果を基に腐食速度評価式を提案した。
- (6) 提案した腐食速度評価式により、沖縄の海岸近くに5年間暴露した試験体において時間経過にしたがい加速度的に増大する腐食量の経時変化の様子を比較的良好に評価することができた。

第5章では、高温下での塩化物イオンの拡散係数、ならびに鉄筋腐食の発生限界の塩化物イオン濃度を評価した。まず、高温下での塩化物イオンの拡散係数評価では、拡散セル方式、浸漬方式の2種類の試験装置を製作し、これらの装置を用いて、コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数に与える温度および水セメント比の影響を評価した。次に、塩分を混入したコンクリート試験体を用いて、高温雰囲気での鉄筋腐食実験を行い、鉄筋腐食発生限界塩分濃度に対する温度の影響を評価した。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 温度上昇にともない、コンクリート中の塩化物イオンの拡散係数は著しく増大する。温度と拡散係数の関係は、アレニウスプロットで表すと概ね線形関係となり、傾きを表す活性化エネルギーの値は、 $35\sim 46\text{kJ/mol}$ 程度である。
- (2) 水セメント比が小さいコンクリートほど、拡散係数は小さくなる傾向があり、温度が高くなってもその傾向は変わらない。
- (3) 得られる拡散係数の値は、拡散セル方式の方が、浸漬方式よりも非常に小さい。この原因の一つとして、拡散セル方式では、両セルの溶液の濃度差を拡散係数算出の際の濃度差と見なしていることが考えられた。両面のコンクリート表層の塩分濃度の差を濃度差と考えると、浸漬方式で得られる拡散係数の値に近づく傾向がある。
- (4) 安全側の評価とするため、温度依存性の若干大きい浸漬方式の試験結果に基づき、温度依存性を考慮した拡散係数評価式を提案した。
- (5) 同一塩分濃度における鉄筋の腐食発生率(腐食した鉄筋の割合)を評価指標として用いると、常温(試験前)の腐食発生限界塩分濃度 1.2kg/m^3 に対応する腐食発生率は80%程度である。
- (6) 腐食発生率80%に対応する塩分濃度を腐食発生限界塩分濃度と考えると、 65°C で約 1.2kg/m^3 、 90°C で約 1.6kg/m^3 であり、温度の高い方が若干大きな値であり、温度による腐食発生限界塩分濃度の低下は認められない。
- (7) コンクリートの水セメント比が大きくなると、腐食発生限界塩分濃度は低下する傾向にあり、単位セメント量のほぼ0.4%に相当する。この値は、常温におけるフリーデル氏塩等によるコンクリート中の塩分の固定化の最大値と考えられている値と同程度である。
- (8) 試験結果を総合的に考えると、鉄筋の腐食発生の限界塩分濃度に対する温度の影響は小さく、

常温で通常用いられる 1.2kg/m^3 を 90°C までの高温での評価においても用いることができると考えられる。

第6章では、第3章から第5章で検討したコンクリート構造物の塩害に対する調査・評価の要素技術と、既往の知見・技術を組み合わせて、劣化の限界状態を鉄筋腐食によるひび割れ発生とした場合の臨海コンクリート構造物の塩害に関する設計および維持管理の方法をそれぞれ具体的に例示した。また、設計条件あるいは、調査結果のデータを仮定して、設計・維持管理のそれぞれの手順に沿った試算を行い、例示した方法が手順として成立することを示した。

序論でも述べたとおり、電力土木構造物は電力供給を支える重要なインフラストラクチャーである。基幹エネルギーである電力を今後も安定的に供給していくためには、発電所の基盤構造物であるコンクリート構造物の時間軸に沿った挙動（シナリオ）を積極的にデザインしていくことが重要と考える。その第一歩は、先ず、構造物の耐用期間、既設構造物であれば残存耐用期間を定めることから始まる。そして、その期間において構造物をどのように振る舞わせるかをデザインすることになる。メンテナンスフリーとするか、補修や補強を組み入れながら要求される性能を確保するかなど、いくつかの方法が考えられる。一方、構造物の実際の挙動を追跡し、デザインを修正していくことも重要な事柄であると考えられる。

発電所のコンクリート構造物では、定期的に運転を止めて行うわずかな点検の期間中に、構造物の現状を把握し対策の判断・実施を行うことが多い。時間的な制約はあるが定期的な点検が可能なのは大きな利点である。構造物の経年的な性能の変化を予めデザインし、点検計画に基づき、構造物の性能の時間的な変化を確認することが可能である。しかし、これを実現するためにはまだ多くの課題がある。効率的で定量的な高精度の検査技術、劣化の進行の定量的な予測方法、劣化と性能の定量的な関係の解明、補修・補強の方法とその効果の定量的・時間的な関係評価などである。

本研究では、火力・原子力発電所など塩害の可能性のあるコンクリート構造物を対象として、これらの課題に関するいくつかの要素技術について検討を加えた。そして、これらの要素技術で得られた知見と、既往の知見・技術を組み合わせて、性能に影響を与えない塩害の限界状態を鉄筋腐食によるひび割れ発生とした場合の設計および維持管理の方法をそれぞれ具体的に例示した。シナリオデザイン実現のためのいくつかの手段が得られたと考える。

謝 辞

本研究をとりまとめるにあたり、終始懇切、熱心な御指導、御教示を賜りました京都大学大学院教授 宮川豊章博士に心より絶大なる謝意を表します。初めて本論文の基本構成を御指導頂いた日から完成までの約3年の間、お忙しい身でありながら何度も懇切丁寧な御指導を賜り、途中何度もあきらめかけた筆者を暖かく時には厳しく叱咤激励し、御指導を続けて頂きました。

また、京都大学大学院教授 小野紘一博士、同教授 田村 武博士、同教授 岡二三生博士、同教授 谷口 栄一博士からは本研究に対する適切な御指導を賜りました。ここに謝意を表します。

本研究のテーマであるコンクリート構造物の塩害への筆者の興味は、筆者が学生時代に行った研究に端を発しています。また、学生時代の様々な経験が本論文の礎となっています。卒業論文をはじめその後も引き続き多大な御指導を賜りました京都大学名誉教授 岡田清博士に謝意を表します。修士論文の御指導を賜るとともに筆者が研究所に就職することを薦めてくださった京都大学大学院教授 故藤井 學博士に謝意を表します。また、いつも暖かい御助言を賜りました大阪工業大学教授 小林和夫博士、同助教授 井上 晋博士に謝意を表します。

本研究の一部は経済産業省殿の委託研究として実施したものです。関係各位に謝意を表します。

本論文の執筆中は、京都大学大学院助教授 服部篤史博士、同助手 山本貴志博士、中部大学助教授 小林孝一博士、神鋼鋼線工業株式会社 白濱昭二博士、財団法人鉄道総合技術研究所 鳥取誠一博士、株式会社四国総合研究所 横田 優博士から暖かい励ましと御助言を賜りました。ここに謝意を表します。

本論文は、著者が1990年から約12年間、財団法人電力中央研究所で実施した研究をとりまとめたものです。筆者に研究の機会を与えてくださった財団法人電力中央研究所の関係各位に厚く御礼申し上げます。特に、金津 努 材料構造部長には研究の計画から論文の執筆に至るまで長年にわたり御指導、御助言を頂きました。研究顧問 青柳征夫博士からは論文についての貴重な御助言を頂きました。三枝利有上席研究員からは斬新な視点からの御助言を頂きました。白井孝治上席研究員には試験装置の製作や研究の進め方について御助言を頂きました。ここに謝意を表します。また、故遠藤達巳上席研究員には常に御指導を頂くとともに、現象の本質理解に対する姿勢など、日常的に多くのことを教わりました。ここに謝意を表すとともにご冥福を心よりお祈り申し上げます。

試験体の暴露試験の際には、北海道電力株式会社、中部電力株式会社、沖縄電力株式会社の土木関係部署ならびに研究開発関係部署の方々に試験場所を紹介あるいは提供頂きました。特に、沖縄電力株式会社 喜屋武 弘氏には、現地での計測作業の支援をはじめ多大なるご協力を賜りました。また、関西電力株式会社 金谷賢生氏、岡市明大氏、福本彦吉氏、株式会社ニュージェック 松本敏克氏には実用面からの貴重な御助言を頂きました。ここに謝意を表します。

本研究を進めるにあたっては、終始、財団法人電力中央研究所のコンクリート研究者の方々に多大なるご協力とご支援を頂きました。西内達雄主任研究員とは多くの実験と議論を共に行い、厳しい気象条件の下での暴露試験にもご協力頂きました。松井 淳主任研究員、松尾豊史主任研究員、宮川義範主任研究員には実験ならびに現地での計測作業にご協力頂きました。ここに謝意を表します。

本研究の大部分を成す実験では、準備から計測、データ整理に至るまで終始、株式会社日本ソフトテクニカルの大塚 章氏に多大なるご協力を頂きました。氏の緻密で正確な作業と創意工夫により非常に信頼性の高い実験データが得られたと考えています。ここに謝意を表します。また、株式会社ハイローゼン 広瀬正和氏には長期にわたる高温の拡散試験の実施について多大なるご協力を頂きました。化学分析では株式会社総合資格の山本 実氏に多大なるご協力を頂きました。ここに謝意を表します。

最後に、本論文の完成を心より喜んでくれた両親と、いつも筆者の体を心配してくれた最愛なる妻由美子、くじけそうな筆者に何度も元気をくれた息子直紀 娘知美に、心から感謝します。